

プレストレストコンクリート構造物の設計・施工



昭和 55 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の設計・施工

昭和 55 年 1 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

(I) Ⅲ種P Cについて	1
---------------------	---

㈸日本構造橋梁研究所 副社長 猪 股 俊 司

(II) P C 建築構造における最近の話題	23
------------------------------	----

京都大学工学部 教授 六 車 熙

(III) P C 港湾構造物の設計について	45
------------------------------	----

運輸省港湾技術研究所 構造部長 北 島 昭 一

(IV) 福岡歯科大学 3 号館の設計と施工	79
------------------------------	----

(震動解析による耐震設計)

大阪大学工学部 助教授 鈴 木 計 夫

ピー・エス・コンクリート㈸福岡支店 建築部長 池 田 永 司

(V) 押出し工法によるP C 鉄道橋の設計施工	111
--------------------------------	-----

国鉄構造物設計事務所 主任技師 橘 田 敏 之

(VI) P C 押出し工法の設計・施工について	135
--------------------------------	-----

(道 路 橋)

日本道路公団技術部 構造技術課長 宮 本 潔

Ⅲ 種 P C 部 材

1. 鉄筋コンクリートとプレストレスト コンクリート

鉄筋コンクリートは2種類の材料を組合わせて使用する複合材料の概念をその基本としている。すなわちコンクリートは圧縮応力を、鉄筋は引張応力をそれぞれ受けるようにしてある。フレシネーはコンクリートを主材料とはするが、鋼材をコンクリート部材に対して緊張定着することでコンクリートにあらかじめ圧縮応力を与えることで、コンクリートが引張応力にも抵抗できるようにすることで、新しいプレストレスト コンクリートという材料がえられるとした。従ってフレシネーはP C鋼材はコンクリート部材にプレストレスとしての圧縮応力を与えることにのみ役立つもので、荷重作用応力に抵抗するものはコンクリートであると考えた。すなわちP Cは鉄筋コンクリートとは全く異なる材料であると考えたのである。コンクリートは圧縮に強く引張に対して弱い材料であることから、フレシネーの設計基準は引張応力をコンクリートには許さないという概念であった。

フレシネーによって実用化された最初のP C各種構造物建設以来長年月が経過し、数多くの試験研究もなされると共に数多くのP C構造物も建造された。これらの試験研究およびP C構造物の使用経験の結果から、コンクリート引張応力度制限を設計基準の主要な事項とすることは余りにも問題を簡略化しすぎた設計法であることが明らかとされた。

コンクリート引張応力度0（または制限された引張応力度）の条件を構造物使用状態にあって要求することは1つの経験的設計法であって、その後多くの経験から既にその正当性を失っているものであることが明らかである。従って今後造られるP C構造物の設計基準がP Cのパイオニア達の設けたものと異なるとしても当然な事である。最近の現象はこの歴史的に異なった背景を有する2つの異なる材料組合せ方法、すなわち鉄筋コンクリートとプレストレスト コンクリートにおける材料組合せをコンクリートと鋼材との統一的1つの組合せに置換えようとするところにある。この組合せ方法の範囲内には2つの境界、すなわち鉄筋のみを使用する従来の鉄筋コンクリートと、P C鋼材のみを配置したフルプレストレスト コンクリート、とが存在する。この両境界の中間区間には鉄筋とP C鋼材との任意の組合せ配置が可能であって、これらはすべてパーシャル プレストレスト コンクリートと考えられる。

或る種P C構造物について、その強度および挙動性能を改善するため普通鉄筋を附加配置するのが経済的なこともある一方、或る種鉄筋コンクリート構造物にあってはわずかにプレストレスを与えるためP C鋼材を附加配置することで構造物挙動性能を改善することが可能であり、また望ましい事もある。

純鉄筋コンクリートでもなく、また純P Cでもない構造物を設計する場合設計規準をいかなるものとするのがよいかは重要な問題である。特にコンクリート許容引張応力度の値が重大となる。鉄筋コンクリート設計規準を用いるとすれば、コンクリートひびわれ断面の仮定が設計の基礎である。全断面有効と仮定してコンクリート応力計算をすれば、コンクリート引張応力度は $140 \sim 180 \text{ kg/cm}^2$ にも達するものであってひびわれ発生は当然といえる。もしP C設計規準に従うものとすれば、コンクリート引張応力度は0または或る公称引張応力値に制限される必要がある。

P C設計に精通した技術者にとってコンクリート引張応力制限は1つの経験的な設計アプローチに過ぎない事は良く理解されている。しかしながら多くの場合設計においてその規準をおかす事は容易に許される事ではないのである。

P Cのパイオニーヤ達によって確立された引張応力0の設計規準を乗越えるため、アベルス達はコンクリートと鋼材との第3の組合せ方法としてパーシャル プレストレスト コンクリートという言葉を用いた。これは使用状態でコンクリートに引張応力を許容しなかった当初のフルプレストレスト コンクリート概念に比較して、わずかな引張応力をコンクリートに許容しようとするものであった。この場合コンクリート引張区間にはプレストレッシングされていない鋼材をも同時に配置した。このプレストレッシングされた鋼材としからざる鋼材とを併用する点、或る意味でのパーシャル プレストレスト コンクリートである。

更にこの概念を進め鉄筋コンクリートとフルプレストレスト コンクリートとの2つの限界を橋渡しするために第3の用語としてパーシャル プレストレッシングを導入するのが便利であるとされるようになった。

一般のコンクリート構造物にプレストレスを与える事によって次の諸点についての構造物挙動の改善が可能となる。

- (1) 腐蝕防止および外観の点からひびわれ発生がないよう、或いはひびわれ幅の制限をすることが容易である。
- (2) 疲労現象が問題となるほど繰返し回数の多い荷重作用をうける構造物にあって、応力変動幅をコンクリートおよび鋼材の両材料疲労限以下とする事が容易である。
- (3) 弾性変形または長期変形を容易に制御することができる。

以上の外にプレストレッシングを実施することで高強度コンクリートの有効利用が可能となり、コンクリート部材断面寸法減少、自重減少、等の利点が生まれる。

2. プレストレッシングによるひびわれ挙動改善

非常に細かい微細なひびわれをも直ちに腐蝕および耐久性の面から危険であるとする事は誤りであって、既にしばしば強調されているように鋼材腐蝕防止のために最も重要な事は、密実で防水性の高いコンクリートでコンクリート中性化が鋼材表面にまで達することを防止できるだけの厚さを有するコンクリートかぶりが鋼材に与えられている事である。長年月にわたる研究結果より鋼材腐蝕程度はひびわれおよびひびわれ幅とはほとんど無関係であるとする研究者もある。この報告によるとコンクリートかぶり25mmの場合直径20mmの鉄筋では部材表面で0.4mm幅のひびわれまで、鉄筋腐蝕を特に増加させることにはならなかったとされている。一方コンクリートかぶり20mmの場合ひびわれ幅0.2mm以上では鉄筋腐蝕は或る程度進行するという報告もある。しかしこの場合でもコンクリートかぶり50mmの場合にはひびわれ幅0.4mm程度でも鉄筋は全く腐蝕を生じていない。

以上のようにコンクリート部材表面ひびわれ幅と鋼材腐蝕との関係は、構造物環境状況、コンクリートかぶり、コンクリート品質、鋼材引張応力、等多数の事項に関係があって簡単に規定することはできないと考えられる。しかし従来の経験をもととし、FIP-CEB(1978)規準は表1のようなひびわれ幅の許容値を示している。

表－１ ひびわれ幅許容値 W (mm)

環 境 状 況	荷重作用組合せ	腐蝕に対する鋼材敏感性	
		非 常 に 敏 感	余り敏感でない
		W (mm)	W (mm)
厳しくない場合、室内、乾燥している場合、等	しばしば作用する場合	0.2	0.4
	永久荷重作用のみ	0.1	
一般の屋外、湿度高き室内、等	しばしば作用する場合	0.1	0.2
	永久荷重作用のみ	0または0.1以下	
特に厳しい場合、海岸、工場地帯、等	まれにしか作用しない荷重作用組合せ	0.1	0.2または0.1
	しばしば作用する場合	0	

注１ 腐蝕に対して非常に敏感な鋼材とは直径4mm以下のあらゆる種類の鋼材および4,000kg/cm²以上の引張応力度を常時うけている冷間加工鋼材

注２ コンクリートかぶりの一般標準値はスラブの場合を除き、腐蝕に対して余り敏感でない鋼材に対して表－２のようにとる。

腐蝕に対して非常に敏感な鋼材に対しては表－２に与える値に10mmを加えたものをコンクリートかぶりとする。

またコンクリートかぶりは鋼材直径以上、緊張材に対してはダクト径以上かつ40mm以上としなければならない。最大粗骨材寸法30mmまでの範囲では最大粗骨材寸法以上としなければならない。

コンクリートかぶり C が表－２の C_{min} より大きい場合表－１の許容ひびわれ幅に (C/C_{min}) を乗じた値を許容ひびわれとしてよいが、表－１の値の1.5倍をこえてはならない。

表－２ 腐蝕に対して余り敏感でない鋼材に対するかぶり最少値標準(C_{min})

環 境 条 況	コンクリート圧縮強度 (kg/cm ²)	
	250～350	400～500
厳しくない場合	15	15
一般の屋外構造物	25	20
厳 しい 場 合	35	30

注 スラブに対しては表－２中の値から5mmを差引いた値としてよいが、15mm以下としてはならない。

以上のように一般の場合PCにあっても、しばしば作用する荷重組合せに対してひびわれ幅を制御する事が可能であれば、ひびわれ発生の許されることは広く世界的に認められて来ていることである。

構造物耐久性の面からはひびわれ幅さえ制御可能であればひびわれの全く発生しないような設計をすることは一般の場合不要であって、特別な構造物、例えばガス、液体、等を貯蔵するタンク等にもひびわれ発生を許さない設計は限られることになる。

しかし耐久性の面からはひびわれ発生は許されるとしてもコンクリート構造物の美観上の面からひびわれ幅制御を考慮する必要がある。肉眼でも容易に認められるようなひびわれは一般の人々には構造物耐力劣化徴候と受けとられることが多い。したがってコンクリート構造物の外観をそこなうことがないようにするという事だけではコンクリート技術の専門家に対するひびわれ幅制御必要性に関する説得力は弱いであろう。しかしながら将来ひびわれ幅制限に関する一般的規準を確立するにあたっての1つの要件であることは確実であろう。

荷重作用によって断面引張縁に生ずるコンクリート引張応力度をコンクリート引張強度以下となるようにしておけば、コンクリートのひびわれ発生は防止可能であると一般に考えられ、PC

の一般設計規準はこの種コンクリート引張応力度に関する制限値を設けている。

しかしながら温度、収縮差などによる変形に対する内的または外的拘束作用の結果コンクリートに発生する引張応力によってもひびわれ発生は可能である。特に温度の影響は一般に考えられている値より更に大きい引張応力を生ぜさせるのに重要な役割りを果たしているものである。例えば断面寸法の大きい構造物にあってセメント硬化熱によりコンクリート打ち後コンクリート温度は著しく上昇する。寸法の大きい部材内部コンクリート温度と外気に接するコンクリート表面温度との差は時に $40\sim 50^{\circ}\text{C}$ にも達する。この温度差によって生ずるコンクリート引張応力度は材令の若いコンクリートの引張強度をこえて、ひびわれが発生する結果となる(図-1)。

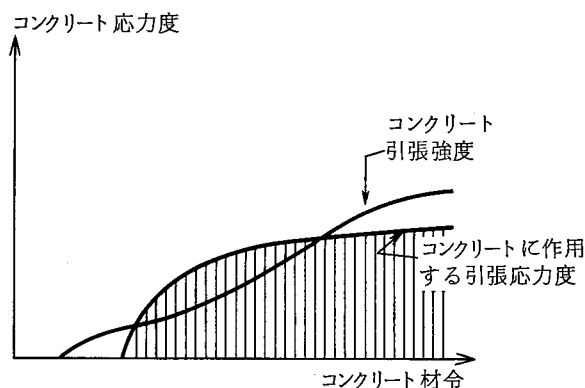


図-1

表面にひびわれが発生するまでにいたらないとしても、粗骨材とモルタルとの間にマイクロクラックを発生させる可能性がある。この結果コンクリート引張強度の最終値を減少させる。この事は実際のコンクリート構造物中のコンクリート引張強度が実験室標準供試体コンクリート引張強度より一般に小さい事の原因である。

勿論コンクリートが完全に硬化したのちでも、断面内温度勾配、乾燥収縮差、に対する内的、外的各種複雑な変形拘束の結果生ずる引張応力が相当大きいものとなりうるのである。

以上の事を考慮すると構造物にあってコンクリート引張強度を確実なものとし、これに頼って設計をする事には多くの疑問がある。この事を考えてコンクリート構造物にはひびわれは許されるものとし、ひびわれ幅を環境状況、使用鋼材種別、等を考慮して制限すれば十分耐久性は確保される、と結論してもよいであろう。余り幅の大きいひびわれは、変動荷重作用の繰返し後永久荷重作用のみの状態で、そのひびわれの幅が広いままに残留する危険性がある。このようなことを防止するにはわずかのプレストレスを与えておくことによってひびわれ幅をせまくおさえる事が可能となり、パーシャルプレストressingの有効性が認められることとなる。

鉄筋コンクリートにあって引張力によるひびわれ発生があると鉄筋は急激にこの引張力をすべて受持つことになる。すなわちひびわれ発生時鉄筋または緊張材に作用する鋼材引張応力の飛躍がおこる(図-2)。

この鋼材引張応力急増量は軸方向鋼材断面積比 ρ 、および断面作用力の種類によって異なるものである(図-3)。ひびわれ発生時鋼材引張応力度は純引張り作用の場合が最大で、 f_{ct}/ρ であり、純曲げの場合が最少で、 $0.2 f_{ct}/\rho$ となる。曲げ部材ひびわれ発生時鋼材引張応力度の急増量は、例えばプレストressingによって部材に軸方向圧縮力を作用させるならば、減少させられる。

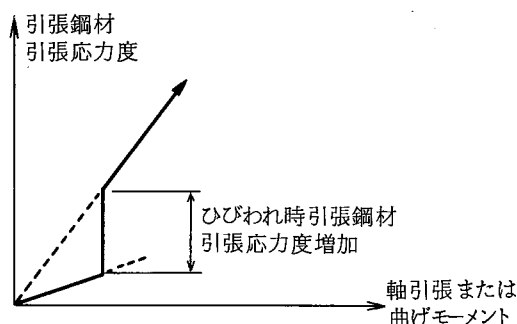


図-2

図-4には曲げモーメント M 、中心軸圧縮力 N 、が作用する鉄筋コンクリート断面ひび

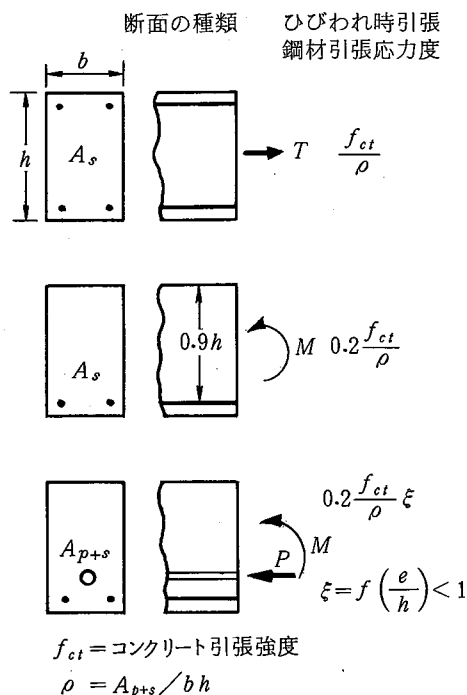


図 - 3

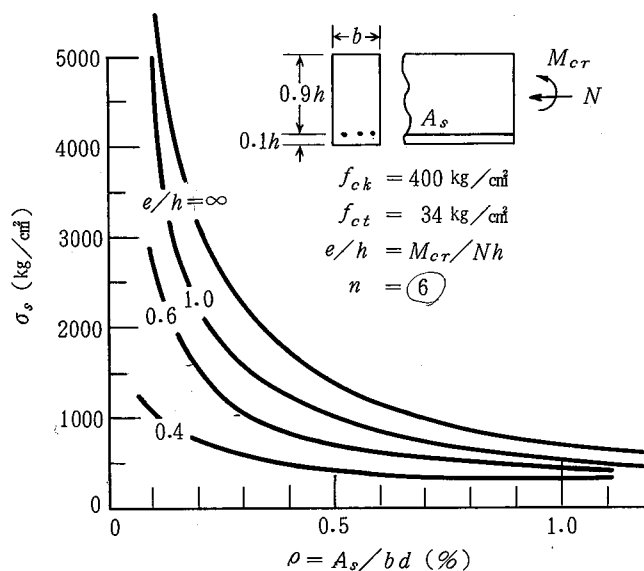


図 - 4

われ発生時ひびわれ断面における鉄筋引張応力度と鉄筋断面積比との関係が示されている。

計算は次のように実施される。中心軸圧縮力 N は常に一定であるとし、全断面コンクリートを有効として計算された引張縁コンクリート応力度がコンクリート引張強度に達したとき、ひびわれが発生すると仮定する。ひびわれモーメント M_{cr} は次式で求まる。

$$-f_{ct} = -\frac{6 M_{cr}}{b h^2} + \frac{N}{b h}$$

$$M_{cr} = \frac{b h^2}{6} \left(f_{ct} + \frac{N}{b h} \right) \quad \dots\dots\dots (1)$$

$M_{cr} / N h = e / h$ と表わすと、

$$\frac{M_{cr}}{N h} = \frac{e}{h} = \frac{f_{ct} b h}{6 N} + 0.167 \quad \dots\dots\dots (2)$$

(2)式より N を求めると

$$N = \frac{f_{ct} \cdot b h}{6 \left(\frac{e}{h} - 0.167 \right)} \quad \dots\dots\dots (3)$$

(3)式を(1)式に代入して、

$$M_{cr} = \frac{b h^2}{6} f_{ct} \frac{(e/h)}{(e/h) - 0.167} \quad \dots\dots\dots (4)$$

よって e/h を仮定すると、この仮定 e/h に対応する M_{cr} 、 N の値は(4)および(3)式で求められる。ひびわれ発生状態では引張区間コンクリートを無視し、曲げモーメント M_{cr} 、中心軸力 N が作

用する鉄筋コンクリート断面での鉄筋応力度を通常の鉄筋コンクリート応力計算図表を用いて求める。

以上の方法によって計算されたものが図-4である。

軸方向圧縮力は中立軸深さを増加させ、ひびわれ発生断面縁維の平均引張ひずみを減少させることとなるので当然ひびわれ幅も狭いものとなるのである。

図-4に示す曲げひびわれ発生と同時に起こる引張鉄筋応力度急増は、最初のひびわれ幅に重大な影響を与えるものであり、またひびわれの両側における鉄筋とコンクリートとの付着応力値にも著しい影響を与えることとなる。異形鉄筋引張応力度の急激な増加は異形鉄筋リブ附近での微細な付着ひびわれ発生を引き起こすものである。引張応力急増によって鉄筋リブ間コンクリート歯の曲げ抵抗は失なわれ、或る区間にわたっての付着は失なわれるので、この区間での鉄筋ひずみの減少は起こらないこととなり、ひびわれ幅増加が促進される結果となる。異形鉄筋に関してこの付着の失なわれる区間長はごく近似的に次のように与えられる。

$$l_0 = \frac{\Delta \sigma_s}{450} \phi \quad \dots\dots\dots (5)$$

すなわちひびわれ発生時異形鉄筋引張応力度が 450 kg/cm^2 をこえないならば、局部的な付着損失区間は鉄筋径をこえることなく、最初のひびわれ幅は $1/100 \text{ mm}$ 程度であろう。また内部コンクリートの損傷もないので荷重を除去したときのひびわれは完全にその口を閉ざすことになる。荷重作用を増加させた場合の使用状態においても引張鉄筋引張応力度は軸方向力によって、軸方向力なき場合より小さいので、ひびわれ幅もまた狭いものとなる。

以上は一定軸圧縮力を受ける鉄筋コンクリート断面についての説明であるが、緊張材配置によってプレストレッシングされている場合にも全く同様な事が起こるのである。すなわち、

$$\left. \begin{array}{l} \text{中心軸圧縮力} \dots\dots\dots P \\ \text{合成曲げモーメント} \dots\dots\dots res M = M_{act} + M_p \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 M_{act} = 荷重作用による曲げモーメント

M_p = プレストレッシングによる曲げモーメント、一般に M_{act} と異符号である。

この場合鋼材断面積比 ρ として付着ある緊張材断面積 A_p も含めて次のようにとる。

$$\rho = \frac{A_{p+s}}{bh} \quad \dots\dots\dots (7)$$

図-4を(6)、(7)式によって読みかえればよいこととなる。すなわちパーシャルプレストレッシングとしてわずかにプレストレスを作用させておくことで、ひびわれの挙動は著しく改善されることとなるのである。

勿論異形鉄筋はその周辺の或る範囲内においてのみ、ひびわれ幅を制限するのに効果があるのであって、この範囲は直径の 6～8 倍程度と考えられる。したがってひびわれ幅制御のために配置する異形鉄筋間隔は小さいものでなければならず、最大でも $15 \sim 20 \text{ cm}$ 程度とするのが望ましい。

3. ひびわれ幅算定法

パーシャル プレストレスト コンクリート部材のひびわれ幅を推定する計算法には非常に数

多く提案されているが、これらは一般に次の3つの方法に大別される。

- (a) ひびわれ幅をコンクリート仮想引張応力度に関連付けるもの。

この方法では全断面有効と考えて計算されたコンクリート引張応力度はコンクリート引張強度をこえているが、コンクリートはこの引張応力に抵抗できるとして計算された仮想引張応力度の値に応じてひびわれ幅を規定するものである。

- (b) ひびわれ幅をひびわれ断面引張鋼材引張応力増加量のみに関連付けるもの。

この方法ではひびわれ断面における引張鋼材引張応力度のコンクリート断面応力0の状態からの増加量を求め、これから直ちにひびわれ幅を推定するものである。

- (c) ひびわれ幅に影響のある各種要因を考慮する計算方法。

この方法では(b)の引張鋼材引張応力増加量のみならず、コンクリートかぶり、鋼材直径、鋼材間隔、鋼材断面積比、付着強度、引張区間コンクリートひずみ分布形状およびひびわれ間コンクリート協同作用、等ひびわれ幅に影響を与える多くの事項を考慮に入れるものである。

以上3つの方法の内代表的な規準を示すと、(a)はイギリスCP110、(b)はFIP-CEBの1970年度規準、(c)はFIP-CEBの1978年度規準、である。

ここではFIP-CEB規準のひびわれ幅算定方法を紹介する。1970年度規準に示されたひびわれ幅算定式は簡単であって次のようである。

$$\left. \begin{array}{l} \text{荷重作用繰返しなき場合} \quad W_{\max} = (\Delta\sigma_s - 400) \times 10^{-5} \\ \text{荷重作用繰返しある場合} \quad W_{\max} = \Delta\sigma_s \times 10^{-5} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 $W_{\max}$ = ひびわれ最大幅 (mm)

$\Delta\sigma_s$ = 引張鋼材引張応力増加量 (kg/cm²)、コンクリート断面応力0の状態からの引張応力増加量

(8)式は一般の設計計算では非常に簡便であるが、引張鋼材引張応力増加量以外の多くの要因を無視している欠点がある。

1978年度改定規準では多くの要因を考慮した複雑な計算式が与えられている。すなわちひびわれ幅特性値(ひびわれ幅の95%がこれ以下となる幅) W_k は次式で計算される。

$$W_k = 1.7 \Delta\epsilon_{sm} S_{rm} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、

$\Delta\epsilon_{sm}$ = 引張鋼材引張ひずみ平均増加量

ϵ_{rm} = 平均ひびわれ間隔

S_{rm} は次式で求められる。

$$S_{rm} = 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_1 k_2 \frac{\phi}{\rho_r} \dots\dots\dots (10)$$

ここに、

c = コンクリートかぶり

s = 引張鋼材間隔 ($s > 15\phi$ のときは $s = 15\phi$ とする)

k_1 = 引張鋼材付着特性に関する係数

異形鉄筋 0.4

丸鋼 0.8

k_2 = ひずみ分布形状に関する係数

純引張りの一様ひずみ分布 0.25

曲げの3角形引張ひずみ分布 0.125

$$\rho_r = A_s / A_{c,ef}$$

$A_{c,ef}$ = 引張鋼材がひびわれ制御上有効に作用するコンクリート断面で図-5のように定められる。

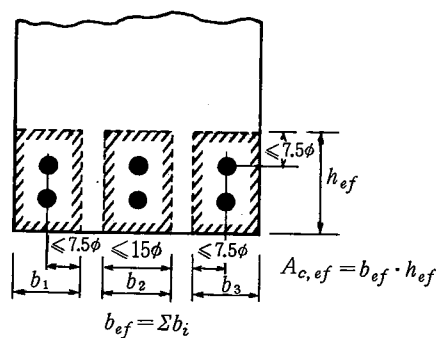


図-5

引張鋼材平均引張ひずみ増加量 $\Delta \epsilon_{sm}$ を求めるには、相隣れる2つのひびわれ間の未だひびわれの発生していないコンクリート区間の協同作用をも考慮する必要がある。すなわちひびわれ断面での引張鋼材ひずみ増加量は最大であるが、このひびわれ断面から離れるに従ってコンクリートとの付着によって引張鋼材引張ひずみは次第に小さくなる。例えば図-6に示す純曲げをうける部材にあってひびわれ前(a)ではコンクリートおよび引張鋼材引張応力度はその全長に沿って一定である。

或る断面でのコンクリート応力度がコンクリート引張強度をこえたとひびわれが発生し、鋼材引張応力度は急激に増加すると共に、コンクリート応力度は0となる(b)。この結果引張鋼材とコンクリートとの間のひずみ差は非常に大となる。このひずみ適合を満足させるため引張鋼材表面に付着応力が作用し引張鋼材引張応力度はひびわれ断面より離れると共に減少し、コンクリート引張応力は増加する。ひびわれ断面から或る距離だけはなれるとひずみ適合条件は成立し、引張鋼材とコンクリートとの間の滑りはなくなる。ひびわれ断面からこの距離の範囲内での引張鋼材とコンクリートとの間の滑りが、ひびわれ幅として表われるものである。

第1のひびわれに隣接して第2のひびわれが発生しうる断面位置では第1のひびわれ断面から十分

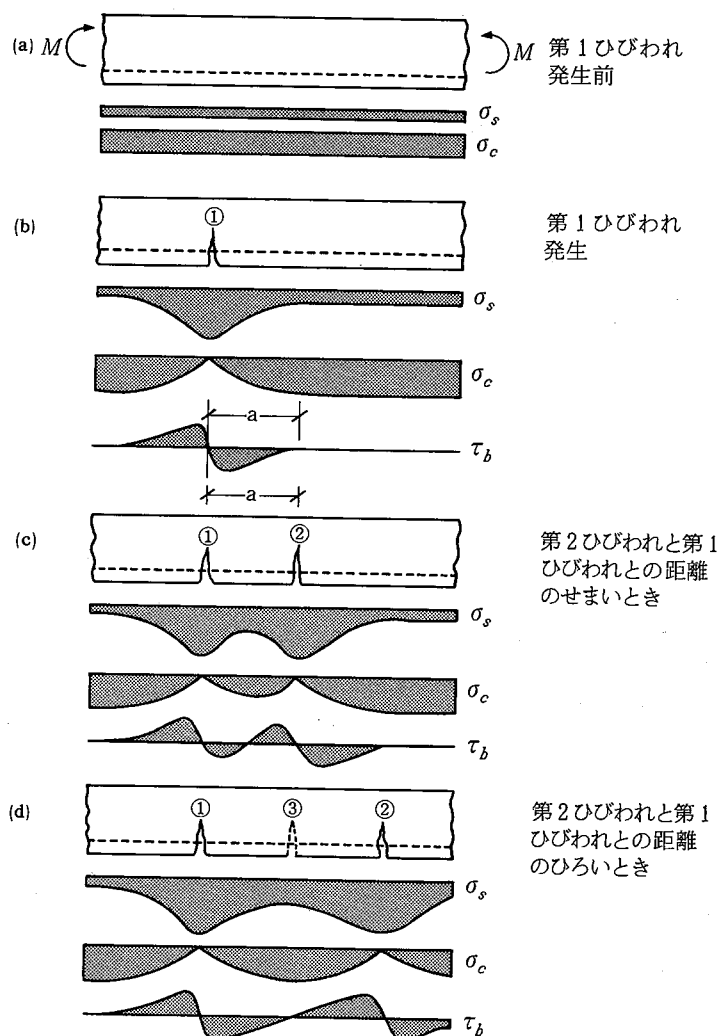


図-6

離れた断面位置において、コンクリート引張応力度が十分大きくなりうる必要がある。第2のひびわれは再びコンクリート引張応力度を減少させることとなる(c)。両ひびわれの間においては、コンクリート引張応力度はもはや当初の値までは回復せずこれより小さい。

更に曲げモーメントを増加させると(c)に示す両ひびわれ間でのコンクリート引張応力度がコンクリート引張強度をこえて、第3のひびわれ発生も可能であるが、一般にこれは微細なものである。上記第2ひびわれはコンクリート引張強度が局部的に小さい断面で、かつ第1ひびわれより或る距離だけ離れて発生しうるものである。この距離が(b)に示すような距離aより大きく、2aより小さい場合には、両ひびわれ間でのコンクリート引張応力度は相当大となり、わずかな曲げモーメント増加によって第3のひびわれの発生が可能となる。

以上の説明で明らかなように引張鋼材引張応力度は相隣れるひびわれ間のコンクリート協同作用をうけるので、両ひびわれ間の平均引張応力度は付着応力分布を考慮に入れて求める必要がある。この引張鋼材平均引張ひずみ増加量 $\Delta \epsilon_{sm}$ は次式で与えられる。

$$\Delta \epsilon_{sm} = \frac{\Delta \sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\Delta \sigma_{sr}}{\Delta \sigma_s} \right)^2 \right] \quad \dots\dots\dots (11)$$

ただし、 $\Delta \epsilon_{sm}$ は $0.4 \Delta \sigma_s / E_s$ 以下にとつてはならない。

ここに、

$\Delta \sigma_s$ = ひびわれ断面における引張鋼材引張応力増加量

$\Delta \sigma_{sr}$ = コンクリート引張縁応力度がコンクリート引張強度に等しくなるとき（ひびわれなき断面で計算）、ひびわれを仮定した断面での引張鋼材引張応力増加量

β_1 = 引張鋼材付着特性に関する係数

異形鉄筋……………1.0

丸鋼……………0.5

β_2 = 持続、繰返し、等荷重作用特性に関する係数

初載荷時……………1.0

長期持続、繰返し、等荷重作用……………0.5

すなわち異形鉄筋配置で、繰返し荷重作用の場合

$\beta_1 \beta_2 = 0.5$ となる。

図-7には平均引張ひずみ増加と、ひびわれ断面における引張鋼材引張応力増加との関係が示されている。

(9), (10), (11)式を用いてひびわれ幅特性値を算定することが可能であるが、数値計算は非常に煩雑であつて一般の設計計算には不便である。

FIP-CEB 規準以外ACI規準の鉄筋コンクリート曲げ部材ひびわれ制御の規定があり、この規定基礎となっているGergely-Lutzの研究結果を簡略化するとひびわれ幅は次式で求められる。

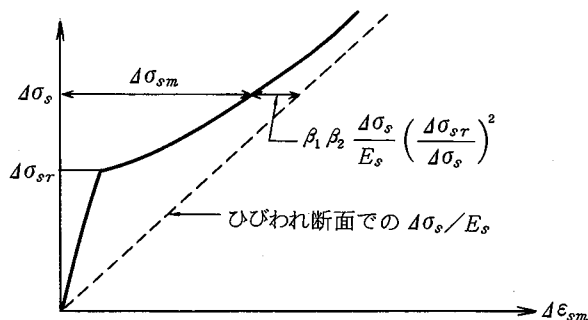


図-7

$$W = k \cdot \beta \cdot \Delta \sigma_s \sqrt[3]{d_c \cdot A_{cef}} \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに,

β = 断面引張縁と中立軸との距離に対する引張鋼材図心と中立軸との距離の比

$\Delta \sigma_s$ = 引張鋼材引張応力増加量

d_c = コンクリート表面とこれに最も近い引張鋼材中心との距離

A_{cef} = 引張鋼材をとりかこみ, その引張鋼材断面図心と同一断面図心を有するコンクリート断面積を引張鋼材本数で割った引張鋼材 1 本当りの有効コンクリート断面積

k = 係数, (12) 式の単位を kg, cm, で表わすと,

$k = 0.0011 \times 10^{-3}$ となる。

以上の外 Nawy, Huang はプレテンション PC 梁断面で普通鉄筋断面積を変化させた場合のひびわれ幅算定法に関する研究を実施し (Nawy, Huang, "Crack and deflection control of pretensioned prestressed beams" PCI Journal May-June 1977), 最大ひびわれ幅を次式で計算するのがよいとしている。

$$W_{\max} = k \cdot \beta \cdot \frac{A_t}{\Sigma u} \cdot \Delta \sigma_s \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに,

β = 断面中立軸と引張縁との距離に対する中立軸と引張鋼材断面図心との距離の比

A_t = 引張区間コンクリート断面積 (図-8 参照)

Σu = 引張鋼材周長

$\Delta \sigma_s$ = コンクリート応力

0 の状態からの PC

鋼材引張応力増加

量または普通鉄筋引張応力度

k = 係数, 計算式の単位を kg, cm とする場合付着ある緊張材のとき,

$k = 0.84 \times 10^{-6}$

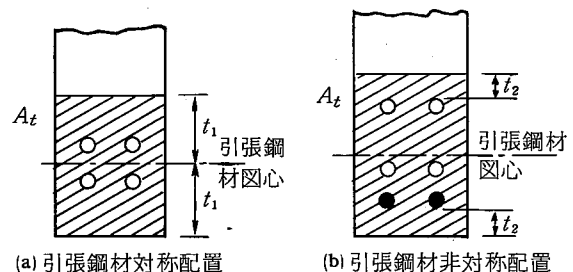


図-8

その他 A. E. Naaman, A. Siriakson は (13) 式において, 緊張材に付着なき場合には $k = 0.94$ とするがよいとしている ("Serviceability based design of partially prestressed beams" PCI Journal March-April 1979, May-June 1979)。

以上のようにひびわれ幅算定法として数多くの方法が提案されているが, いずれが適当なものであるかを判定する事は容易でなく, かつまたそれぞれの計算結果も必ずしも一致しないものである。

例えば図-9 に示す鉄筋コンクリート梁断面についての比較計算を実施すると以下のようなものである。

(1) Gergely-Lutz の方法 (12式参照)

$$d_c = 6 \text{ cm}, \quad A_{cef} = \frac{2 \times 6 \times 40}{5} = 96 \text{ cm}^2$$

$$\beta = \frac{65 - 16.9}{59 - 16.9} = 1.14$$

$$W = 0.0011 \times 10^{-3} \times 1.14 \times 1740 \times \sqrt[3]{6 \times 96} \\ = 0.0182 \text{ cm} = 0.18 \text{ mm}$$

(2) Nawy-Huang の方法 (13式参照)

$$A_t = 2 \times 6 \times 40 = 480 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma u = 5 \times 7.0 = 35 \text{ cm}$$

$$W = 0.84 \times 10^{-6} \times 1.14 \times \frac{480}{35} \times 1740 = 0.0229 \text{ cm} = 0.23 \text{ mm}$$

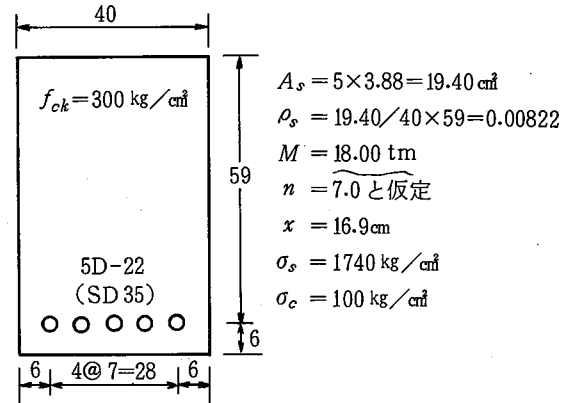


図 - 9

(3) CEB-FIP 規準の方法

CEB-FIP (1970) 規準(8)式で荷重作用繰返しある場合とすると, $W_{\max}$ は次のようである。

$$W_{\max} = 1740 \times 10^{-5} = 0.0174 \text{ cm} = 0.17 \text{ mm}$$

CEB-FIP (1798) 規準(9)式によるひびわれ幅

平均ひびわれ間隔を(10)式で求める。

$$c = 6.0 - 2.2/2 = 4.9 \text{ cm}, \quad s = 7.0 \text{ cm}$$

$$s < 7.5 \phi = 16.5 \text{ cm}$$

よって b_{ef} , h_{ef} は図-10 のようである。

$$b_{ef} = 40 \text{ cm}, \quad h_{ef} = 6.0 + 16.5 = 22.5 \text{ cm}$$

$$A_{c,ef} = 40 \times 22.5 = 900 \text{ cm}^2$$

$$\rho_r = 19.40 / 900 = 0.02156$$

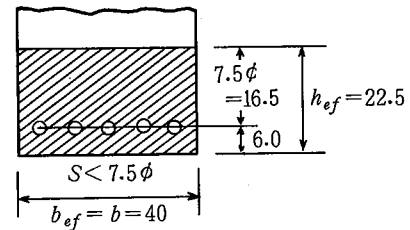


図 - 10

(10)式で, $k_1 = 0.4$, $k_2 = 0.125$ として,

$$S_{rm} = 2(4.9 + 0.1 \times 7.0) + 0.4 \times 0.125 \times \frac{2.2}{0.02156} = 16.3 \text{ cm}$$

$f_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$ コンクリートに対して平均引張強度を, 28 kg/cm^2 と仮定するとひびわれ発生モーメント, M_{cr} は次のようである。

$$M_{cr} = \frac{1}{6} \times 28 \times 40 \times 65^2 = 7.89 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

ひびわれモーメント $7.89 \times 10^5 \text{ kg-cm}$ のとき, ひびわれ発生断面の仮定で鉄筋引張応力度を計算すると次のようである。

$$\sigma_{sr} = 1740 \times \frac{7.89}{18.00} = 763 \text{ kg/cm}^2$$

(11)式において $\beta_1 = 1$, $\beta_2 = 0.5$ とすると ε_{sm} は,

$$\varepsilon_{sm} = \frac{1740}{21 \times 10^5} \left[1 - 1.0 \times 0.5 \times \left(\frac{763}{1740} \right)^2 \right] = 74.9 \times 10^{-5}$$

よってひびわれ幅特性値 W_k は(9)式より次のように求まる。

$$W_k = 1.7 \times 16.3 \times 74.9 \times 10^{-5} = 0.0208 \text{ cm} = 0.21 \text{ mm}$$

以上各種計算結果によるとひびわれ幅は 0.17 ~ 0.23 mm の範囲にあって個々の計算法ごとに異なるものとなっている。しかしながらひびわれ幅のように非常にばらつきのありうる物に対しては大体一致していると判断してよく、ひびわれ幅の程度は 0.2 mm といえるであろう。

以上は鉄筋コンクリート断面でのひびわれ幅検討結果であって、約 0.2 mm のひびわれ幅が考えられた。このひびわれ幅を環境条件から 0.1 mm に制限する必要があるとすると、この断面にわずかのプレストレスを与えればよい。両断面とも終局破壊抵抗モーメントは変化なきようにする必要があるものと仮定する。

図-9 の鉄筋コンクリート断面で鉄筋 1 本当り降伏点荷重は次のようである。

$$3.88 \times 3,500 = 13.58 \times 10^3 \text{ kg}$$

この値は SWPR-7B 7 本より 11.1 mm スtrand 引張荷重 $14.1 \times 10^3 \text{ kg}$ とほとんど等しい。

よって鉄筋を 11.1 mm 直径strand で置換えても断面の曲げ破壊抵抗モーメントには差は余りないと考えられる。例えば 3 本の鉄筋を直径 11.1 mm のstrand 3 本で置換えて図-11 のようにする。

あらゆるプレストレス損失後コンクリート断面応力 0 の状態での緊張材引張力を次のように仮定する。

$$P_{(0)} = 3 \times 7.7 = 23.1 \text{ t}$$

引張鋼材引張応力増加 $\Delta\sigma_s$ を求めるには D-22 mm 2 本, $\phi 11.1 \text{ mm}$ strand 3 本, によって補強されている鉄筋コンクリート断面に, 次の曲げモーメント M , および中心軸圧縮力 N , が同時に作用するものとして, ひびわれ断面での引張鋼材応力度を, 鉄筋コンクリート断面設計図表を用いて計算すればよい。

$$M = 18.00 - 23.1 \times (0.325 - 0.06) = 11.88 \text{ tm}$$

$$N = 23.1 \text{ t}$$

鉄筋コンクリート計算図表を用い, $n=7$ と仮定すると,

$$\sigma_s = 1,140 \text{ kg/cm}^2$$

と求められる。

CEB-FIP (1978) 規準によってひびわれ幅を推定することとする。

引張鋼材を同一直径 ϕ を有する 5 本の仮想引張鋼材に置換えると,

$$5 \times \frac{\pi}{4} \phi^2 = 10.025$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times 10.025}{5 \pi}} = 1.6 \text{ cm}$$

よって

$$c = 6.0 - 0.8 = 5.2 \text{ cm} \quad (\text{鉄筋より})$$

$$s = 7.0 \text{ cm} \quad (\text{仮定の鉄筋間隔})$$

$$7.5 \phi = 7.5 \times 1.6 = 12 \text{ cm} > s \text{ であるから,}$$

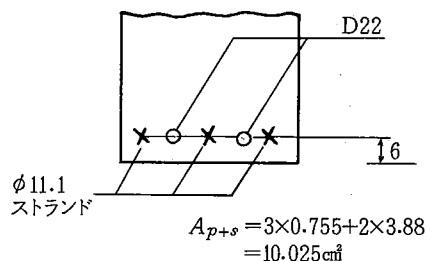


図-11

$$b_{ef} = 40 \text{ cm}$$

$$h_{ef} = 6.0 + 12.0 = 18.0 \text{ cm}$$

$$A_{c,ef} = 40 \times 18 = 720 \text{ cm}^2$$

$$\rho_r = \frac{10.025}{720} = 0.01392$$

$$S_{rm} = 2(5.2 + 0.1 \times 7.0) + 0.4 \times 0.125 \times \frac{1.6}{0.01392} = 17.5 \text{ cm}$$

曲げひびわれ発生時曲げモーメント M_{cr} は、コンクリート引張強度を $f_{ctm} = 28 \text{ kg/cm}^2$ と仮定すると、次式で求められる。

$$-28 = \frac{23.1}{10 \times 0.4 \times 0.65} + \frac{6 \times 23.1 \times 0.265}{10 \times 0.4 \times 0.65^2} - \frac{6 M_{cr}}{10 \times 0.4 \times 0.65^2}$$

$$M_{cr} = \frac{1}{6} \times 10 \times 0.4 \times 0.65^2 \times 58.6 = 16.51 \text{ tm}$$

ひびわれ断面での引張鋼材引張応力増加量 $\Delta \sigma_{sr}$ を求めるには、曲げモーメントおよび中心軸力を、それぞれ次のようにとって、再び鉄筋コンクリート断面応力計算図表を利用する。

$$M = 16.51 - 23.1 \times 0.265 = 10.38 \text{ tm}$$

$$N = 23.1 \text{ t}$$

計算結果は次のようである。

$$\Delta \sigma_{sr} = 871 \text{ kg/cm}^2$$

よって平均引張鋼材引張ひずみ増は、

$$\Delta \epsilon_{sm} = \frac{1140}{21 \times 10^5} \left[1 - 1.0 \times 0.5 \times \left(\frac{871}{1140} \right)^2 \right] = 38.4 \times 10^{-5}$$

よってひびわれ幅特性値は、

$$W_k = 1.7 \times 38.4 \times 10^{-5} \times 17.5 = 0.0114 \text{ cm} = 0.11 \text{ mm}$$

すなわち 0.1 mm となる。

以上の例から明らかなように曲げ破壊抵抗モーメントをほとんど変えることなく、鉄筋を P C 鋼材で置換え、わずかにプレストレスを与えることによってひびわれ幅を著しく減少させることが可能となる。

すなわちパーシャル プレストレスト コンクリートの採用によって鉄筋コンクリートのひびわれ幅を容易にかつ経済的に制御することができるのである。すなわち鉄筋コンクリートとして設計したのでは期待されるひびわれ幅が環境状況に対して許されないほどの値となるならば、鉄筋断面積の一部を P C 鋼材断面積で置換えて、断面の曲げ破壊抵抗モーメント値をほとんど変えることなしに、ひびわれ幅を環境状況に対して許容される範囲の値に制限する事が可能となるのである。

3. パーシャル プレストressingによる撓み挙動の改善

フルプレストressingの部材では部材引張縁に作用している圧縮応力度は、全永久荷重作用のみの場合、部材圧縮縁での圧縮応力度より大きいのが一般であり、コンクリート クリープによって単純桁のそりは非常に大きくなることもある。このため多数径間の場合コンクリート ク

リープ終了後桁の過大なそりによって、橋全長についての外観がそこなわれる事もあり、極端な場合には車輛の高速運行上不便を与えることもある。

これに反しパーシャル プレストレッシングの場合には、与えられるプレストレスの値は小さいので、永久荷重作用のみの状態で大きいコンクリート クリープによるそりを生ずる事はほとんどなく、逆に下方にわずかに撓み増を生ずる場合もある。

プレストレッシングする事で鉄筋コンクリート断面でのひびわれ幅を減少させる事が可能となる事は既に 2.において説明した。すなわちひびわれ断面での中立軸深さは鉄筋コンクリート断面の場合よりも深いものとなっているから、プレストレッシングされた断面剛度は鉄筋コンクリート断面剛度より大きいものとなる。

すなわち部材撓みはプレストレッシング作用によって減少させられる事となるのである。

コンクリート クリープ、乾燥収縮、等による撓み変化についてはここでは取扱わず、永久荷重作用と変動荷重作用とによる弾性撓みについてのみ、鉄筋コンクリート桁とパーシャル プレストレスト コンクリート桁とについて比較するものとする。

特別な検討を実施しないならば、1断面または数断面において曲げひびわれの発生した単純桁撓み計算にあたって、桁全長に沿って次の有効断面剛度を用いてよい。

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに、

M_{cr} = ひびわれモーメント

I_g = 総断面断面 2 次モーメント

I_{cr} = ひびわれ断面換算断面 2 次モーメント

I_e = 撓み計算用有効断面 2 次モーメント

図-9 に示す鉄筋コンクリート断面について I_g は、

$$I_g = \frac{40}{12} \times 65^3 = 9.15 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$M = 18.00 \text{ tm}$ 作用時中立軸位置は $x = 16.9 \text{ cm}$ であるから、 $n = 7.0$ とした場合のコンクリート換算断面 2 次モーメント I_{cr} は次のようである (図-12)。

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{40}{3} \times 16.9^3 + 135.8 \times 42.1^2 \\ &= 3.05 \times 10^5 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

ひびわれモーメント M_{cr} はコンクリート引張強度を 28 kg/cm^2 と仮定して

$$M_{cr} = \frac{1}{6} \times 28 \times 40 \times 65^2 = 7.89 \times 10^5 = 7.89 \text{ tm}$$

よって I_e は (14) 式より

$$\begin{aligned} I_e &= \left(\frac{7.89}{18.00} \right)^3 \times 9.15 \times 10^5 + \left[1 - \left(\frac{7.89}{18.00} \right)^3 \right] \times 3.05 \times 10^5 \\ &= 3.57 \times 10^5 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

撓み計算用断面の有効断面 2 次モーメントはひびわれなき断面の場合の約 39% に減少している。

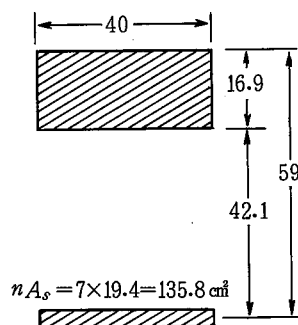


図-12

図-11のようにD-22鉄筋3本を $\phi 11.1$ mmストランド3本で置換えたパーシャルプレストressingの場合について検討する。この断面の断面応力度は既に示したように曲げモーメント M 、軸力 N 、が作用する引張鋼材断面積 $A_{p+s} = 10.025 \text{ cm}^2$ ($\rho = A_{p+s}/bd = 0.00425$)を有する鉄筋コンクリート断面と考えると、計算図表を適用すればよい。計算結果は、

$$\sigma_s = 1,140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 84.7 = 85 \text{ kg/cm}^2$$

となるので、中立軸深さ x は、

$$x = d \cdot \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} = 59 \times \frac{7 \times 84.7}{7 \times 84.7 + 1140} = 20.2 \text{ cm}$$

よってひびわれ断面について、

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{40}{3} \times 20.2^3 + 7 \times 10.025 \times (59 - 20.2)^2 \\ &= 2.16 \times 10^5 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

曲げひびわれモーメント M_{cr} は既に2.で述べたように、 $M_{cr} = 16.51 \text{ tm}$ である。

よって I_e は次のようである。

$$\begin{aligned} I_e &= \left(\frac{16.51}{18.00} \right)^3 \times 9.15 \times 10^5 + \left[1 - \left(\frac{16.51}{18.00} \right)^3 \right] \times 2.16 \times 10^5 \\ &= 7.55 \times 10^5 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

撓み計算用有効断面2次モーメントはひびわれなき場合の断面2次モーメントの約83%である。

図-9の鉄筋コンクリートおよび図-11のパーシャルプレストレストコンクリートの両部材使用状態での全荷重作用による弾性撓み比は次のようである。弾性撓み量は部材の EI_e に逆比例するから、

$$\frac{(\text{パーシャルPC桁撓み})}{(\text{鉄筋コンクリート撓み})} = \frac{3.57 \times 10^5}{7.55 \times 10^5} = 0.47$$

すなわちパーシャルPC桁の全弾性撓みは、鉄筋コンクリート桁弾性撓みの約47%である。

この例でも明らかなようにプレストressingする事によって鉄筋コンクリート桁使用状態での全荷重作用に対する弾性撓みを約1/2に減少させることができる。

変動荷重作用のみによる撓みを求めるには、上記全荷重作用による弾性撓みから、コンクリートクリープ、等を考慮に入れて求めた永久荷重作用のみによる撓みを差し引けば計算できる。ここでは特に数値計算結果を示さないが、勿論鉄筋コンクリート断面の鉄筋の一部をPC鋼材で置換えてプレストressingすることで、変動荷重による桁弾性撓みは減少させられる。

4. 終局破壊抵抗モーメント

上記数値計算結果で明らかなように鉄筋コンクリート断面で鉄筋断面積の一部をPC鋼材断面積で置換えわずかにプレストressingする事で、断面ひびわれ幅を改善することができると同時に、荷重作用による弾性撓みも減少改善されることとなる。すなわち使用状態での鉄筋コンクリート部材挙動の改善に著しく役立つものである。この場合既に述べたように鉄筋をPC鋼材で置換えるにあたって、置換える鉄筋降伏引張荷重が置換えられるPC鋼材引張荷重にはほとんど等しいものとなるようにすれば両断面破壊抵抗モーメントには著しい差はなく、必要な終局破壊状

態での安全度は確保されうるものである。図-9, 図-11 両断面について計算すると以下のようである。材料強度に関する部分安全係数を次のように仮定する。

コンクリート …………… $r_c = 1.5$

引張鋼材 …………… $r_s = 1.15$

コンクリート圧縮応力分布は矩形分布で応力度を $0.85 f_{cd}$ ($f_{cd} = \text{計算用圧縮強度} = f_{ck}/r_c$), 分布深さ $0.8x$ ($x = \text{中立深さ}$) と仮定する(図-13)。

(1) 鉄筋コンクリート断面(図-9)

$$f_{syd} (\text{計算用降伏点応力度}) = f_{sy}/r_s$$

$$= 3500/1.15 = 3040 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck}/r_c = 300/1.5 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

断面曲げ破壊時鉄筋は降伏ひずみをこえるとする
と, 内力の釣合条件式は,

$$0.85 f_{cd} \cdot b \times 0.8x = A_s \cdot f_{syd}$$

$$x = \frac{19.40 \times 3040}{0.85 \times 0.8 \times 200 \times 40} = 10.84 \text{ cm}$$

ひずみ分布より

$$\epsilon_s = 0.0035 \times \frac{d-x}{x} = 0.0035 \times \frac{59-10.84}{10.84} = 0.01555$$

鉄筋計算用降伏点ひずみは,

$$\epsilon_{syd} = \frac{f_{syd}}{E_s} = \frac{3040}{21 \times 10^5} = 0.00145 < \epsilon_s$$

すなわち鉄筋ひずみ ϵ_s は降伏点ひずみの計算用値をこえているので, $\sigma_s = f_{syd}$ の仮定は成立している。

計算用抵抗モーメントは,

$$\begin{aligned} M_{Ru} &= 0.85 \times 200 \times 40 \times 0.8 \times 10.84 \times (59 - 0.4 \times 10.84) \\ &= 32.23 \times 10^5 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

(2) パーシャル P C (図-11)

$$f_{pd} (\text{P C 鋼より線計算用引張強度}) = f_{pk}/r_s = 17,500/1.15 = 15,220 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリート断面応力 0 のときの緊張材 1 本当たり引張力は既に 2. で述べたように 7.7 t すなわち,

$$7,700/0.755 = 10,200 \text{ kg/cm}^2$$

である。

プレストレスング鋼材に対する安全係数 $r_p = 1.15$ とすると, P C 鋼材引張ひずみ計算用値 $\epsilon_{p(0)d}$ は,

$$\epsilon_{p(0)d} = \frac{10,200}{1.15 \times 20 \times 10^5} = 0.00443$$

となる。

P C 鋼材応力～ひずみ曲線の計算用曲線を図-14 のように仮定する。P C 鋼材引張ひずみ増加

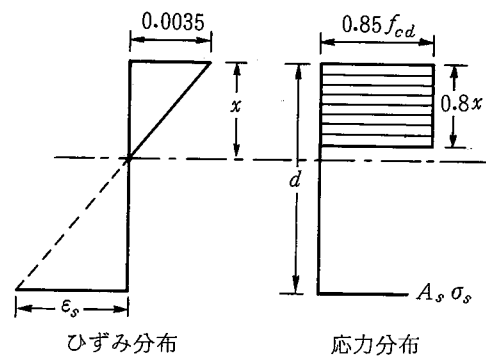


図-13

量を

$$\Delta \varepsilon_p > 1.5 - 0.443 = 1.057\% > \varepsilon_{syd}$$

と仮定すると、部材断面曲げ破壊時 P C 鋼材引張応力度は $0.93 f_{pd} = 14,150 \text{ kg/cm}^2$ 、鉄筋引張応力度は $f_{syd} = 3040 \text{ kg/cm}^2$ となるので、内力の釣合条件は次のようである。

$$\begin{aligned} 0.85 \times 200 \times 40 \times 0.8x &= 3 \times 0.755 \times 14,150 \\ &+ 2 \times 3.88 \times 3,040 \\ x &= 10.23 \text{ cm} \end{aligned}$$

となるので、P C 鋼材引張ひずみ増加は、

$$\Delta \varepsilon_p = 0.35 \times \frac{59 - 10.23}{10.23} = 1.67\% \text{ 降伏} > 1.057\%$$

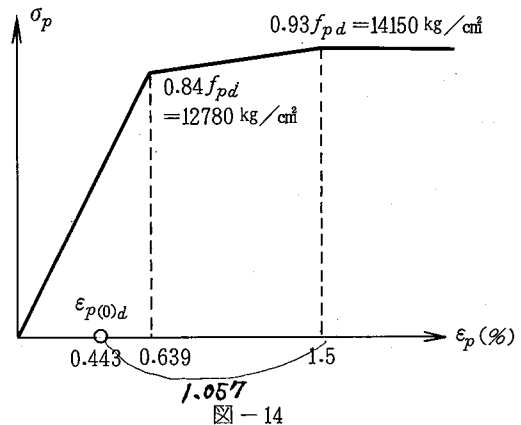


図-14

となり、仮定は成立する。よって断面曲げ破壊時 P C 鋼材および鉄筋応力はそれぞれ 14,150 および 3,040 kg/cm^2 の仮定は正しい。よって破壊抵抗モーメントは、

$$\begin{aligned} M_{Ru} &= 0.85 \times 200 \times 40 \times 0.8 \times 10.23 \times (59 - 0.4 \times 10.23) \\ &= 30.56 \times 10^5 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

使用状態での全曲げモーメントは 18.0 tm であるから、曲げ破壊に対する鉄筋コンクリート断面およびパーシャル P C 断面でそれぞれ 1.79 および 1.70 で、いずれも一般の場合十分な破壊安全度を有しているといえる。

両断面での破壊抵抗モーメントの差は約 5% であるが、実用的には同一と考えてよいであろう。

5. 終局耐力設計

5.1 矩形断面

圧縮側コンクリート応力分布は矩形分布と仮定する。引張鋼材 (P C 鋼材および普通鉄筋) に作用する引張合力作用位置と圧縮縁との距離を d とする (図-15)。

終局曲げ耐力モーメント ($M_{Ru} > \gamma_G M_G + \gamma_Q M_Q$)

$$M_{Ru} = T_u (d - 0.4x) \quad \dots\dots\dots (15)$$

終局曲げ破壊時 P C 鋼材および鉄筋応力度を σ_{pu} 、 σ_{su} とすると、

$$T_u = A_p \sigma_{pu} + A_s \sigma_{su} \quad \dots\dots\dots (16)$$

断面圧縮合力と引張鋼材引張力との釣合条件

$$\begin{aligned} 0.85 f_{cd} \times b \times 0.8x &= T_u = A_p \sigma_{pu} + A_s \sigma_{su} \\ x &= 1.47 d \frac{A_p \sigma_{pu} + A_s \sigma_{su}}{b d f_{cd}} \quad \dots\dots\dots (17) \end{aligned}$$

$$x = 1.47 d \cdot \omega_e \quad \dots\dots\dots (18)$$

ここに、 $\omega_e = (A_p \sigma_{pu} + A_s \sigma_{su}) / b d f_{cd}$

この ω_e を引張鋼材指標と呼ぶこととする。

(16) 式を書換えて、

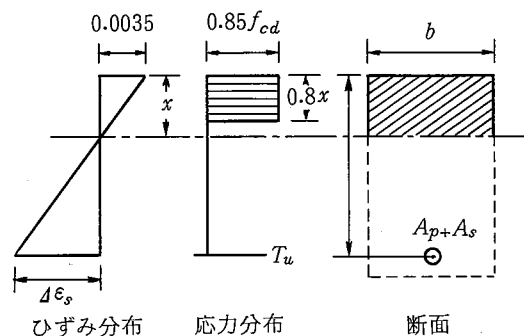


図-15

$$T_u = \omega_e b d f_{cd} \quad \dots\dots\dots (19)$$

(18), (19) 両式を(15)式に代入すると,

$$\begin{aligned} M_{Ru} &= \omega_e b d^2 f_{cd} (1 - 0.4 \times 1.47 \omega_e) \\ &= b d^2 f_{cd} \omega_e (1 - 0.588 \omega_e) \end{aligned}$$

$$\omega_e (1 - 0.588 \omega_e) = \frac{M_{Ru}}{b d^2 f_{cd}} = m_{Ru} \quad \dots\dots\dots (20)$$

(20) 式を ω_e について解くと,

$$\omega_e = 0.85 - \sqrt{0.7225 - 1.7 m_{Ru}} \quad \dots\dots\dots (21)$$

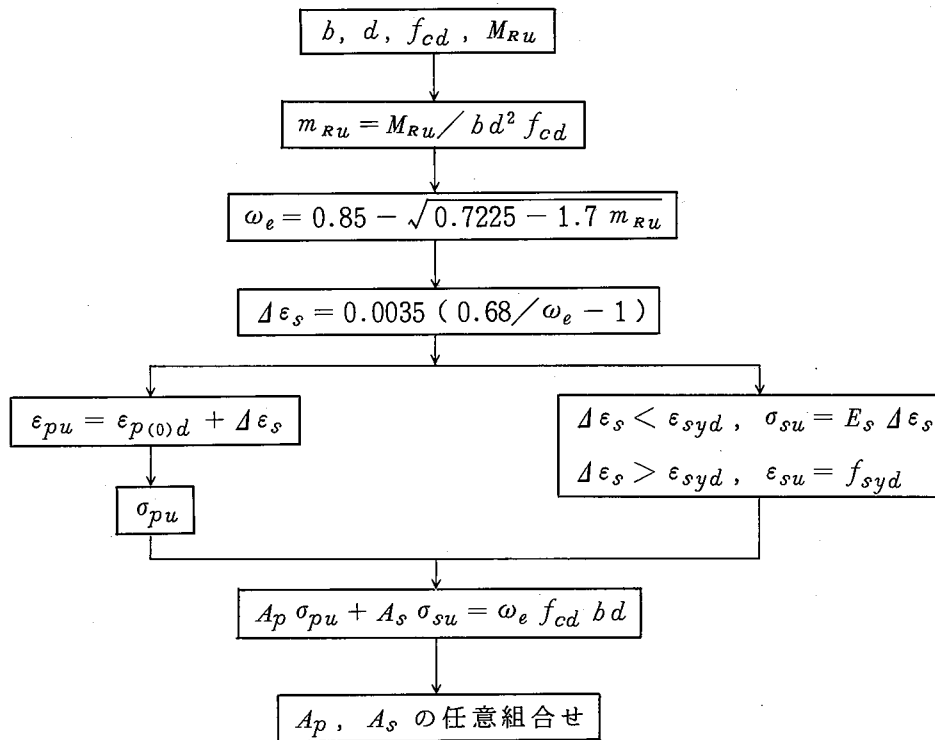
引張鋼材ひずみ増 $\Delta \epsilon_s$ は, ひずみ適合条件より,

$$\Delta \epsilon_s = 0.0035 \left(\frac{d-x}{x} \right)$$

(18) 式を用いて書換えて

$$\Delta \epsilon_s = 0.0035 \left(\frac{0.68}{\omega_e} - 1 \right) \quad \dots\dots\dots (22)$$

必要な終局曲げ破壊抵抗モーメント M_{Ru} が与えられたとき, 上記各式を用いて下に示す順序で必要な各引張鋼材断面積が求められる。



5.2 T形断面(図-16)

コンクリート圧縮応力分布深さ $0.8x$ がフランジ厚 t より大きい場合断面破壊抵抗モーメント M_{Ru} を M_{Ru1} と M_{Ru2} とに分けるものとする。

M_{Ru1} はフランジ張出し部分, すなわち面積 $(b-b_w)t$ 部分と, これに対応する引張鋼材断面積とによって与えられる抵抗モーメントである。すなわち,

$$M_{Ru1} = 0.85 f_{cd} (b - b_w) t (d - 0.5 t) \cdots (23)$$

フランジ張出し部分コンクリート圧縮合力と釣合う引張鋼材引張力は、

$$T_{u1} = A_{p1} \sigma_{pu} + A_{s1} \sigma_{su} = 0.85 f_{cd} (b - b_w) t$$

書換えて、

$$\frac{0.85 (b - b_w) t}{b_w d} = \frac{A_{p1} \sigma_{pu} + A_{s1} \sigma_{su}}{b_w d f_{cd}} = \omega_{e1} \cdots (24)$$

M_{Ru2} はウェブ幅を有する矩形断面の曲げ破壊抵抗モーメントに相当するもので、5.1の計算法がそのまま適用できる。すなわち、

$$M_{Ru2} = M_{Ru} - M_{Ru1}$$

$$m_{Ru2} = M_{Ru2} / f_{cd} b_w d^2 \cdots (25)$$

よって必要な引張鋼材指標 ω_{e2} は、

$$\omega_{e2} = 0.85 - \sqrt{0.7225 - 1.7 m_{Ru2}} \cdots (26)$$

引張鋼材ひずみ増 $\Delta \epsilon_s$ は、

$$\Delta \epsilon_s = 0.0035 \left(\frac{0.68}{\omega_{e2}} - 1 \right) \cdots (27)$$

となるので、各鋼材引張応力度は定められる。

圧縮応力分布深さがフランジ厚より大きい条件は、

$$0.8 x = 0.8 \times 1.47 \omega_{e2} = 1.18 \omega_{e2} d > t$$

$$\frac{t}{d} < 1.18 \omega_{e2} \cdots (28)$$

M_{Ru1} 、 M_{Ru2} に対する引張鋼材指標 ω_{e1} 、 ω_{e2} は(24)、(26)両式で求まるので、引張鋼材引張力 T_u は、

$$T_u = T_{u1} + T_{u2} = b_w d (\omega_{e1} + \omega_{e2}) f_{cd} \cdots (29)$$

となる。(27)式の鋼材引張ひずみ増加量を用いて各鋼材引張応力度 σ_{pu} 、 σ_{su} も求まるので、

$$A_p \sigma_{pu} + A_s \sigma_{su} = b_w d (\omega_{e1} + \omega_{e2}) f_{cd} \cdots (30)$$

より、1組の A_p 、 A_s の組合せが求められる。設計順序は次のようである。

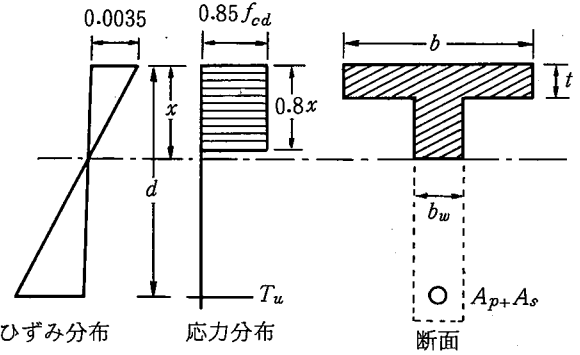
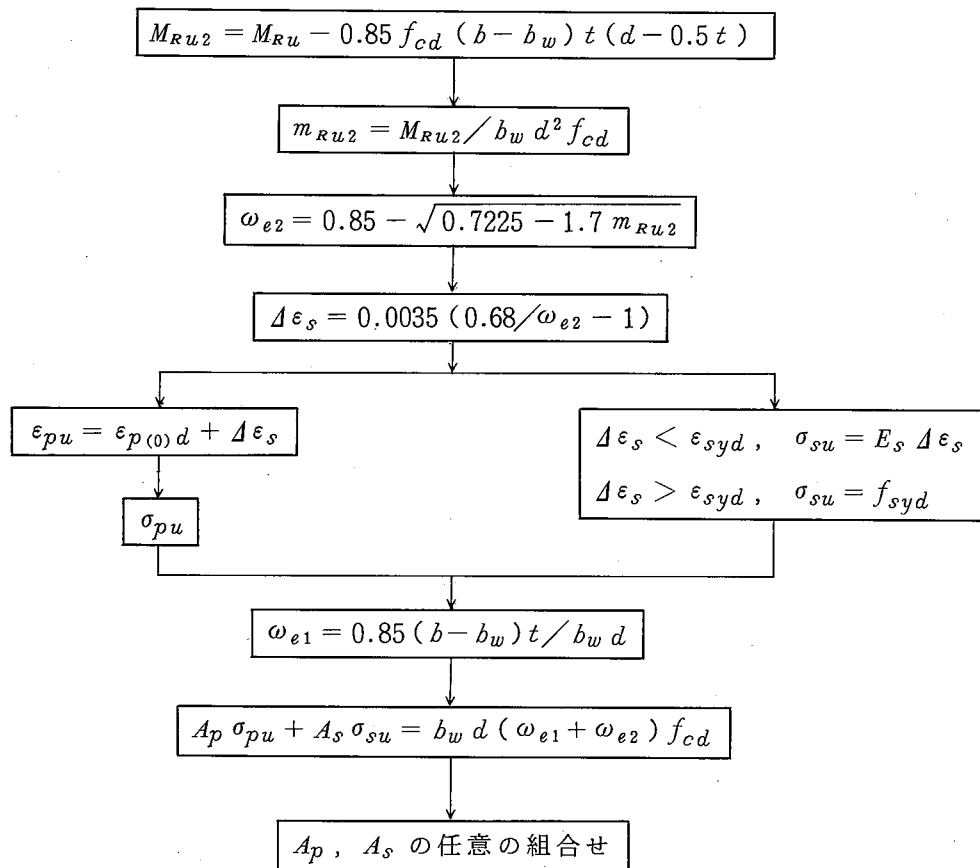


図-16



以上の方法により必要な抵抗モーメントを与えるための A_p , A_s の組合せ値を定めることができる。

すなわち $A_s = 0$ とすれば P C 鋼材のみ配置することとなり, $A_p = 0$ とすれば, 鉄筋のみの配置となる。この両者の中間状態のパーシャル P C (Ⅲ種 P C) に対しては, 必要な (A_p, A_s) の組合せ数は非常に多いものとなる。よって断面に与えられるプレストレスング力の程度を表わす指標として次の比を用いるものとする。

$$\text{プレストレスング指標} = \frac{(M_{Ru})_p}{(M_{Ru})_{p+s}} \quad \dots\dots\dots (31a)$$

ここに, $(M_{Ru})_p$ = 緊張材断面積に対応する断面曲げ破壊抵抗モーメント

$(M_{Ru})_{p+s}$ = 全引張鋼材断面積に対応する断面曲げ破壊抵抗モーメント

特に引張鋼材断面積が過大でない一般の設計の場合, 曲げ破壊状態にあつて鉄筋は降伏しており, $\sigma_{su} = f_{sy}$ とおける。よって,

$$\text{プレストレスング指標} = \frac{A_p \sigma_{pu}}{A_p \sigma_{pu} + A_s f_{sy}} \quad \dots\dots\dots (31b)$$

とすることができる。プレストレスング指標が 0 であれば鉄筋コンクリート断面であり, 1.0 であればフルプレストレスング断面である。

6. 使用状態断面応力検討

使用状態断面応力検討にあたって断面応力分布は中立軸からの距離に比例する直線分布とし、引張区間コンクリートを無視する(図-17)。

配置されている引張鋼材断面積は $(A_p + A_s)$ である。コンクリート断面応力が0のときの緊張材引張力を $P_{(0)}$ とすると、引張鋼材断面積が $(A_p + A_s)$ である鉄筋コンクリート断面に、使用状態荷重作用による曲げモーメント

M と、緊張材図心位置に作用する軸圧縮力 $P_{(0)}$ 、とが作用したとして、鉄筋コンクリート断面の応力計算を実施すればよいこととなる。従って矩形断面の場合には一般に使用されている鉄筋コンクリート計算図表で容易に解が求まることとなる。

複雑な断面形状の場合には技報堂出版「プレストレスト コンクリートの設計・施工(猪股)」を参照するのがよいが、以下結果のみを記すと次のようである。

釣合およびひずみ適合条件

$$\frac{\sigma_c}{x} [Q_{cx} - n Q_{sx}] = P_{(0)} \quad \dots\dots\dots 32$$

モーメント釣合条件

$$\frac{\sigma_c}{x} [(d-x) Q_{cx} + I_{cx}] = M \quad \dots\dots\dots 33$$

$$\text{ここに, } Q_{cx} = \int_0^x b y \cdot dy$$

$$Q_{sx} = (A_p + A_s)(d-x)$$

$$I_{cx} = \int_0^x b y^2 \cdot dy$$

x を定める方程式

$$\frac{(d-x) Q_{cx} + I_{cx}}{Q_{cx} - n Q_{sx}} = \frac{M}{P_{(0)}} \quad \dots\dots\dots 34$$

34式を解いて、 x を求め32または33式に代入して σ_c を求め、 $\Delta\sigma_s$ 、 σ_p は次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta\sigma_s &= n Q_c \frac{d-x}{x} \\ \sigma_p &= \frac{P_{(0)}}{A_p} + \Delta\sigma_s \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots 35$$

ひびわれ幅を推定するには35式の $\Delta\sigma_s$ を用い3.で述べた計算法を用いればよい。最も簡単には土木学会PC標準示方書(CEB-FIP 1970と同じ)に示すように $\Delta\sigma_s$ が 1000 kg/cm^2 以下であれば、ひびわれ幅は 0.1 mm 程度をこえないとしてよいであろう。

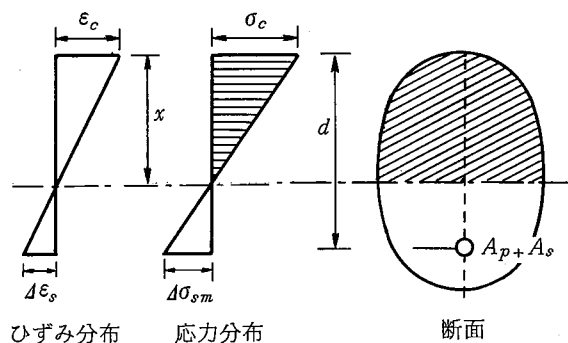


図-17

7. 部材コンクリート断面形状寸法の与えられている場合の鋼材断面積算定法

部材コンクリート断面形状寸法が既知であるとき必要な A_p , A_s 断面積算定は次の順序によればよい。

- (1) 使用状態のいかなる荷重組合せ状態にあつて部材引張縁コンクリート応力度を 0 とするか
の決定：例えば全永久荷重作用のみのときとするか，全永久荷重作用と変動荷重作用の k
(<1) 倍との組合せのときとするか，或いは全永久荷重作用の n (<1) 倍のみのときとする
か，環境状況，荷重作用の実状，等を考慮して決定する。これから必要なプレストレスン
グ力，P.C 鋼材断面積 A_p が求められる。
- (2) 終局曲げ破壊安全度を確保するために必要な引張鋼材断面積 ($A_p + A_s$) の決定：5. に述べ
た方法で (A_p , A_s) の必要な組合せが求められ， A_p は既知であるから A_s は定まる。
- (3) 使用状態でのひびわれ幅制限に必要な引張鋼材断面積の決定：6. に述べた方法により(2)で
定められた A_s を用いて $\Delta\sigma_s$ を求め，ひびわれ幅を推定し，もし制限幅をこえるならば A_s を
増加させて再度 $\Delta\sigma_s$ を求めてひびわれ幅が制限値をこえないようにする。

PC建築構造における最近の話題

まえがき

プレストレストコンクリート（以下PCと略記）は長期応力（常時使用状態）のもとでコンクリート全断面が圧縮に対しても引張に対しても有効に働くよう設計されることから、長大スパン構造に適する構造である。また、プレストレス導入による接合部の圧着接合ができるので、プレキャスト部材による組立構造に応用すれば、接合部の一体性と連続性が確保できる点で極めて有用である。しかし、一方では高強度コンクリートを必要とすること、プレストレス導入のためのPC鋼材の緊張およびシース内へのグラウト注入作業に手間がかかることなどから、どちらかというPCの建築構造物への利用をさける傾向があり、わが国のコンクリート系構造物の大部分は鉄筋コンクリート（以下RCと略記）造が占め、PC建築物は専ら大スパンを必要とするものに限って使用されてきた。

このような実状をふまえ、最近では、プレストレス導入後のグラウトを必要としないアンボンド工法、ひびわれ幅やたわみ制御の点で極めて効果的であり、かつ、本格的なPC構造と従来のRC構造の中間を埋める構造であるプレストレスト鉄筋コンクリート（以下PRCと略記）構造、現場での高強度コンクリート打設に有効な高流動化材または強力減水材など、建築物へのPC工法利用普及にとって有力な材料となり得る工法、構造、材料の開発が進みつつある。また、地震国であるわが国のコンクリート系構造物は、耐震壁やブレースなどの耐震要素を適当量かつ妥当な形で配置することが必要であるが、大スパン構造ではこのような耐震要素の配置が必ずしも十分に行えるとは限らず、ラーメン架構の塑性変形によって地震エネルギーの吸収を必要とする。

1968年十勝沖地震災害を契機に行われた新耐震設計法開発研究では、構造物のじん性確保の重要性が強調され、建築基準法、同施工令もこれにそった形での改訂が検討されている。PC構造においても部材や架構のじん性改善は重要課題であり、諸外国においてもPC鋼材比の制限によるじん性確保を規定するなどの対策を示しているが、更に改善をはかるためにはコンクリートの圧縮じん性増大による以外に有力な手段はなく、横補強筋やスパイラル筋による効果的なじん性改善方法が提案されている。ダクティルなPC架構を得る有力手段としてその普及が期待される。ここでは、上述のPC建築物に関するいくつかの話題について概説し、あわせて今後解決しなければならない諸問題について述べ、PCの建築物への利用普及に資する。

1. 流動化コンクリートの使用

良質なコンクリートを得るには、できるだけ低水比のコンクリートを十分締め固めることが必須条件の1つであるが、労働力の不足とコンクリートポンプを使用せざるを得ないことから、現場打ちコンクリートの場合には許しうる限りやわらかいコンクリートが要求される。これに対し、PCには高強度コンクリートを用いなければならないので、通常的手段では低水比で流動性の高いコンクリートを得ることは困難である。従来は減水剤の使用によって必要なワーカビリティを損うことなく水セメント比を小さくし、必要強度のコンクリートを得る方策が行われてきたが、最近では高流動化剤（Superplasticizer）といわれる高性能減水剤が種々開発され、現場における高

強度低水比コンクリートの流動性改善を容易ならしめている。

高流動化剤を用いたコンクリートは、1960年にわが国で実用に供されたのが最初である¹⁾。当時は高性能減水効果に着目した高強度コンクリートの製造に専ら用いられ、今日では高性能減水剤としてプレキャストPC部材の製造に広く利用されている。これに対し、高強度コンクリートの品質を損うことなく、現場での施工性を改善するいわゆる高流動化剤としての利用は、1972年に西ドイツで実用されたのが最初であり²⁾、主としてヨーロッパ各国において注目され今日におよんでいる。わが国においてもここ4、5年いわゆる流動化コンクリートに関する研究が活発に行われ、実用の段階にはいりつつある^{1), 3)}。

現在市販されている高流動化剤としては、その化学組成がメラミンスルホン酸縮合物、ナフタリンスルホン酸塩縮合物、変形リグニンスルホン酸塩などであり、化学分子の重量の相違や添加物によって高流動化の作用が異なる²⁾。西ドイツではスランプ5～10cmのかた練りコンクリートをミキサー車で現場に搬入し、打設直前に高流動化剤を添加し、少なくとも5分以上練り混ぜてスランプ18～21cm程度にまでやわらかくしたコンクリートを流動化コンクリート(Flowing concreteまたはFluid concrete)とよんでいる⁴⁾。もちろん、高流動化剤の添加量によって流動性は変化する。図1は重量配合比1:3.21:3.59、水比60%、スランプ5.2cmのコンクリートをベースコンクリートとした場合の実験例を示すもので⁵⁾、添加量によってスランプ20cm程度まで任意にスランプを増加できることを示している。また、同図にはベースコンクリートの練り混ぜ時に高流動化剤を添加する場合(記号0)と、ベースコンクリート練り混ぜ後に添加する場合(記号F)の流動性改善の比較も示してある。すなわち、前者とくらべて後者の場合は同量の添加量に対して流動性の改善が著るしいことがわかる。また、ベースコンクリート練り上り後の後添加するまでの経過時間が45分程度であれば流動性改善効果はそれ程劣化しないことも示されている。

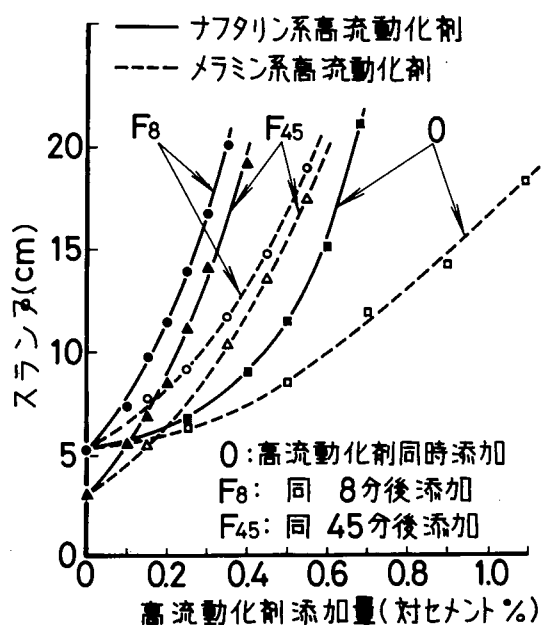


図1 高流動化剤添加量とスランプの変化
(重量配合比1:3.21:3.59、水比60%)

一方、高流動化剤添加練り混ぜ後の時間経過とともに、改善されたコンクリートの流動性は徐々に失われる。図2は種々の高流動化剤を用いたコンクリートのスランプおよび締め固め係数の経時変化を実測した一例で、スランプについてはメラミン系高流動化剤でコンクリート練り上り後約45分、ナフタリン系のそれで約1時間で、無添加ベースコンクリートの練り上り時スランプ15cmまで減少している。ただし、締め固め係数についてはスランプロスがおこってもそれ程大きくは変化せず、現場での締め固めが容易に行えることを示している。

以上の実験結果から容易に理解できるように、高流動化剤によるコンクリートの流動性の効果的な改善および現場でのポンプ圧送の容易性確保のためには、ポンプ圧送の直前に高流動化剤をベースコンクリートに後添加することが必要である。レディミクストコンクリートを用いてコンクリートを現場打設する場合には、ポンプ圧送の直前に生コン車で運搬されてきたコンクリート

中に必要量の高流動化剤を投入混練する方法がとられるが、この場合、生コン車での流動化に要する時間は1～5分を必要とするといわれる。

なお、高流動化剤を用いた流動化コンクリートの物理的性質については、基本的にはこれを添加しないベースコンクリートのそれと同じである。図3は流動化コンクリートとベースコンクリートの材令28日圧縮強度を比較したもので²⁾、両者に差異はないことがわかる。また、長期材令圧縮強度についても、両者に差異がないことが実験により確かめられている⁶⁾。また、クリープおよび乾燥収縮についてもほぼ同様のようである²⁾。耐凍結融解性については、ベースコンクリートのそれよりもややすぐれているようである²⁾。

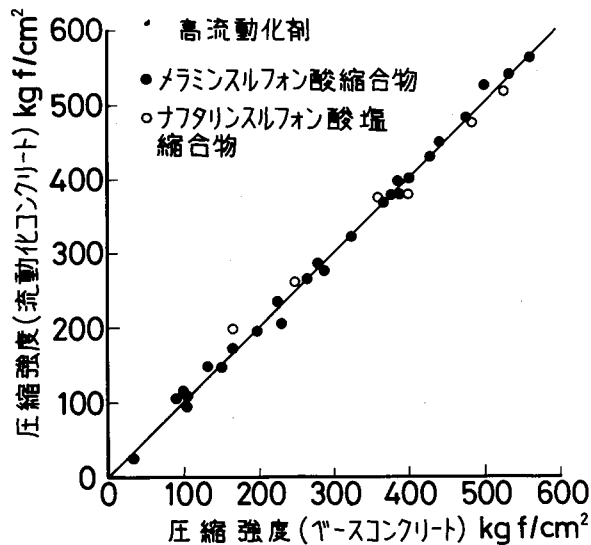


図3 流動化コンクリートとベースコンクリートの圧縮強度比較

以上に述べたように高流動化剤による流動化コンクリートは、高強度コンクリートを必要とする現場打ちPCに利用して有用と思われる、今後の普及発展が期待されるが、研究すべき問題も残されている。とくに、流動性改善効果の気温依存性、流動性の経時変化の現場施工に対する影響などは、実験室的研究ばかりでなく現場での実用化実験もあわせて行って、検討を進めなければならないであろう。効果に期待する余りに使用方法を誤ると、かえって逆効果になりかねないので、実際使用にあたっては、その性質を十分知った上で用いることが大切である。

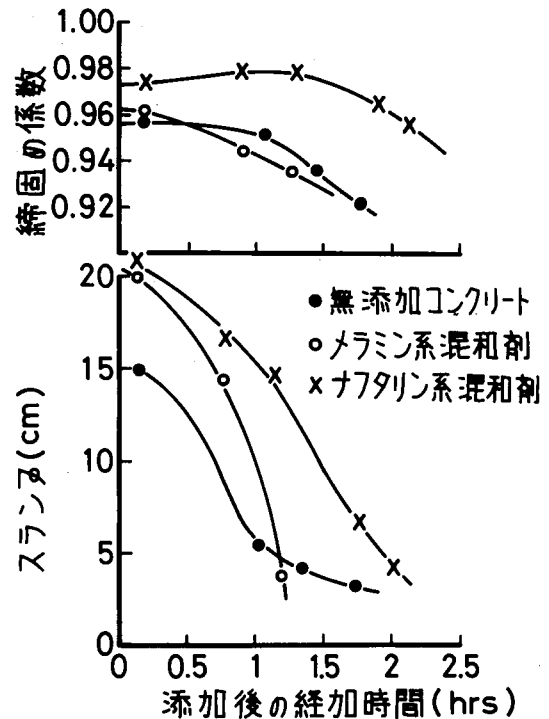


図2 流動化コンクリートのスランプの経時変化実測例

2. 超高強度コンクリートの発達

PCくいではオートクレーブ養生による圧縮強度800 kg/cm²以上の遠心締固めコンクリートが用いられて約10年になる。PCではコンクリートはプレストレスの貯蔵タンクであるから、貯蔵能力すなわち強度の高いコンクリートが一般的には望ましいが、オートクレーブ養生のように180～200℃の養生温度となるとPC鋼材レラクセーションが著るしく大きくなること⁷⁾(PC鋼材の高温レラクセーション試験によると18～24%のレラクセーションに達する)、オートクレーブ養生中(とくに昇温時)にコンクリートが収縮をおこす場合があること⁸⁾などから、養生中のプレストレスの損失が異常に大きくなる恐れがあり、かつ、養生終了後の大気中放冷時に急激な冷

却のためにコンクリートに内部ひびわれ発生する可能性が大きく、これがヤング率の減少や耐疲労または耐衝撃性の劣化の原因となるなど、超高強度を得るには容易であっても、その他の諸点でPCにとって必ずしも好ましい養生方法といえない面がある。

圧縮強度 800 kgf/cm^2 以上の超高強度コンクリートは主としてプレキャスト工場製品がその使用の対象となることを考えると、通常の蒸気養生だけで超高強度が得られればそれにこしたことはない。その原則的方策としては減水剤の使用による水セメント比の低減があるが、圧縮強度 800 kgf/cm^2 以上にするためには水セメント比を少なくとも25～28%程度にしなければならず、通常の減水剤ではこの目的を達することは容易ではない。前項でのべた高流動化剤を高性能の減水剤として使用すれば、この目的を達成す

ることができる。表1は種々の単位セメント量のベースコンクリート（スランブ8～10cm）に対して高流動化剤を添加した場合の、同一スランブを得るのに必要な水セメント比の低減の度合および圧縮強度の実験例²⁾であって、高流動化剤の添加量を増大すれば水セメント比で8～10%の低減が可能であり、かつ、 800 kgf/cm^2 以上のコンクリートが容易に得られることがわかる。わが国で実際の構造物をこのような高流動化剤を用いた超高強度コンクリートで建設し

表1 高性能減水剤の減水効果と圧縮強度

セメント量 (kg/m^3)	高流動化剤 添加量	水セメント比 (%)	スランブ (cm)	圧縮強度(kgf/cm^2)	
				7日	28日
400	0	42	9.5	352	508
	標準量	40	8.0	462	627
	同 2倍	37	9.2	519	700
	同 3倍	34	9.6	632	735
	同 4倍	32	9.8	659	781
500	0	37	8.8	474	642
	標準量	35	7.5	562	747
	同 2倍	32	7.0	715	829
	同 3倍	30	9.3	724	842
	同 4倍	27	9.5	732	879
600	0	33	7.8	602	681
	標準量	32	7.2	668	757
	同 2倍	29	7.2	743	853
	同 3倍	27	8.8	770	872
	同 4倍	25	7.1	786	920

※ナフタリンスルホン酸塩系高流動化剤使用

た例としては、岩鼻PCトラス鉄道橋がある⁹⁾。使用コンクリートの示方配合は単位セメント量 550 kg/m^3 、単位細骨材量 594 kg/m^3 、単位粗骨材量 1111 kg/m^3 、単位水量 170.5 kg/m^3 （水セメント比35%）、高流動化剤添加量 8.25 kg/m^3 、スランブ $10 \pm 3 \text{ cm}$ 、設計基準強度 800 kgf/cm^2 であるが、材令500日における圧縮強度は $970 \sim 1010 \text{ kgf/cm}^2$ （平均 990 kgf/cm^2 ）であったことが報告されている。ただし、このような超高強度を得るためには、使用骨材として硬質のものを選ぶことが必要であろう。

プレキャストPC製品の製造には、プレストレス導入および脱型時間をできるだけ短縮できれば、工場における生産能力をあげることができるのはいうまでもない。さらに、早期に所定の強度に達して出荷ができればそれにこしたことはない。高流動化剤を用いた超高強度コンクリートは、高強度であるためプレストレス導入および脱型時間をある程度は短縮できるが、早期出荷の点では必ずしも十分とはいえない。最近、高流動化剤を用いた超高強度コンクリートまたはこれに次ぐ強度をもつ高強度コンクリートの、材令28日圧縮強度を3～7日で発揮させるような超早強混和材が開発され、一部のプレキャストPC製品に用いられるようになった¹⁰⁾。図4は精製されたカルシウムサルフォアルミネートを基本にした超早強混和材を混和したコンクリートの圧縮強度試験結果の一例である¹¹⁾。ベースコンクリートとしては高流動化剤を用いた超高強度コンクリート（材令28日強度 655 kgf/cm^2 ）が用いられており、蒸気養生後の材令1日においてベースコンクリートの圧縮強度 450 kgf/cm^2 に対し、超早強混和材使用コンクリートでは約1.77倍の 795 kgf/cm^2 を得ている。しかも、材令1日以後の強度増進もベースコンクリートのそれとほぼ同程度であ

り、材令28日で 1000 kgf/cm^2 以上の強度に達している。すなわち、このような超早強混和材は超高強度を得るにも極めて有効であることがわかる。ただし、このような超早強混和材は蒸気養生によって強度発現および超高強度効果があらわれるものであって、常温の湿潤養生ではその効果はほとんどない。なお、超早強混和材の使用量をかえると強度の早期発現の度合いが異ってくる。図5はその1例を示すもので、この例ではセメントに対する重量添加率が10~13.5%で早期強度の

Mix proportions of concrete

Concrete	Cement (Kg/m ³)	High strength admixture (Kg/m ³)	Sand + H.S.A- aggregate ratio (%)	Water-cement ratio (%)	Water reducing admixture (Kg/m ³)
A	470	47	43	30	70.5
B		0			

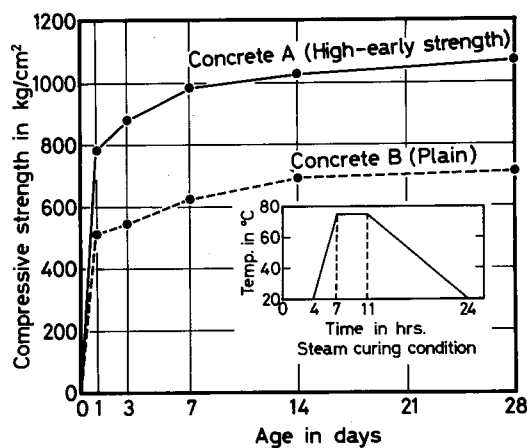


図4 超早強混和材を用いたコンクリートの圧縮強度試験結果の一例

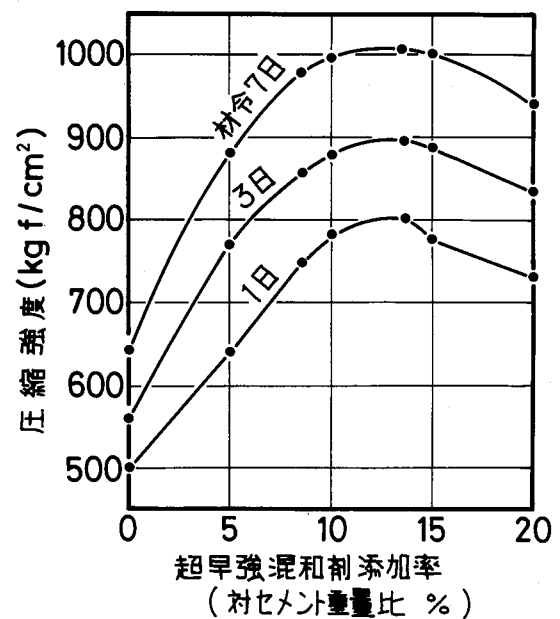


図5 超早強混和剤添加量と圧縮強度の関係

表2 超高強度プレストレスPCくい曲げ試験結果

Kind of pile	Grade of pile	No. of specimens	Prestressing tendons in mm		Effective Prestress in kg/cm ²	Initial cracking moment in t-m	Ultimate flexural moment in t-m
			Pretensioned	Post-tensioned unbonded			
Preten + Post-tensioned unbonded pile	D	No. 1	7 - D9.2	7 - φ13	118.86	10.85	25.10
	E	2		7 - φ15	141.48	13.85	27.35
	F	3		7 - φ17	177.31	15.35	29.90
	G	4		7 - φ19	211.41	16.85	29.97
Pretensioned pile	B	No. 5	12 - D9.2	—	86	8.06	17.50
		6				8.37	17.44
		7				8.06	17.50
	C	No. 8	6 - D9.2 + 6 - D11	—	103	10.56	20.87
		9				9.94	21.19
		10				9.00	21.19
	D	No. 11	12 - D11	—	119	12.75	23.44
		12				12.75	24.19
		13				12.12	24.00
	E	No. 14	6 - D9.2 + 12 - D11	—	147	14.00	29.62
		15				14.62	28.37
		16				14.62	29.62
	F	No. 17	18 - D11	—	160	15.87	31.50
		18				14.62	31.87
		19				15.25	31.50
	G	No. 20	24 - D11	—	213	16.50	35.12
		21				17.12	35.12

発現が最高となる。また、上記添加率以下であれば、添加率にはほぼ比例して強度発現が期待でき、早期強度および超高強度発現の要求に応じて添加率を調整使用できる点も特徴といえよう。

このような超早強混和材の出現は、オートクレーブ養生にかわる超高強度コンクリートを得るための有力な材料として、プレキャストPC製品への利用が期待される。筆者は図4の超高強度コンクリートを用い、有効プレストレスが80~200 kgf/cm²のプレテンションPCくいを開発し、一部では実用に供されている。^{11), 12)} 超高強度コンクリートをPCに用いる場合には、コンクリートの持つ圧縮強度にバランスしたプレストレスを導入することが大切であり、この意味から上記の高プレストレスの導入はコンクリートの超高強度であることを生かすためには妥当である。ちなみに、全長10m、D400mm遠心締固め超高強度PCくいの曲げ試験(支点間距離6m、中央曲げスパン長さ1m)結果を表2に示す。有効プレストレス213 kgf/cm²の供試ぐいでは、曲げひびわれモーメント16 t・m以上、曲げ破壊モーメント35 t・m以上を示し、曲げモーメントくいとしても鋼管複合くいと比較して十分匹敵できる耐力性能を示すことがわかる。

3. 鉄筋係数 q の制限

建築構造物では長大スパンの架構にPCが利用されることが多いため、耐震要素を十分に配置してPC架構が負担をしなければならない地震力をできるだけ少なくするような構造計画を行うことが困難な場合がある。このような場合には架構の塑性変形によって地震エネルギーを吸収できるよう、じん性に富んだ架構が要求される。また、耐震要素が十分に配置できる場合でも、たとえば耐震壁のようにその耐荷能力の大きいことで地震力に耐え、かつ、耐力に達した後はじん性にとぼしい性質を示すことを考慮すると、架構の或る程度の耐力と十分なじん性の賦与は必要欠くべからざるものと考えられる。

架構の最大耐力に達した後のじん性は、架構を構成する柱や梁の最大曲げモーメントを受ける断面における塑性ヒンジ回転能力に左右される。断面の回転角ひずみによるじん性は、PC鋼材降伏時の回転角ひずみ ϕ_Y と曲げ破壊時の回転角ひずみ ϕ_U によって評価される。すなわち、一般には次式で表わされる回転角ひずみじん性率でじん性を評価する。

$$\mu_\phi = \phi_U / \phi_Y \quad \dots\dots\dots (1)$$

ϕ_Y の値は使用PC鋼材量によってはほとんど変化しないのに対し、 ϕ_U はかなり変化する。いま、図6に示す幅 b 、全高さ D の長方形断面の $d=0.9D$ の位置に断面積 $A_{sp}=pbD$ (p は全断面積に対するPC鋼材比)のPC鋼材を配置したPC曲げ材断面について考えてみる。材料の応力ひずみ関係を同図に示すように完全弾塑性と仮定し、かつ、曲げ破壊時にはPC鋼材は降伏しているものとすれば、同図上側中央に示す曲げ破壊時断面ひずみおよび応力分布を参照して、次の諸式が得られる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{コンクリートの圧縮合力: } C = 3bx_u F_c / 4 \\ \text{PC鋼材引張合力: } T = pbDf_Y = 10pbd f_Y / 9 \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{軸力釣合式: } 3bx_u F_c / 4 = 10pbd f_Y / 9 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{中立軸比: } x_{u1} = x_u / d = 40pf_Y / 27F_c = 40q / 27 \quad \dots\dots\dots (4)$$

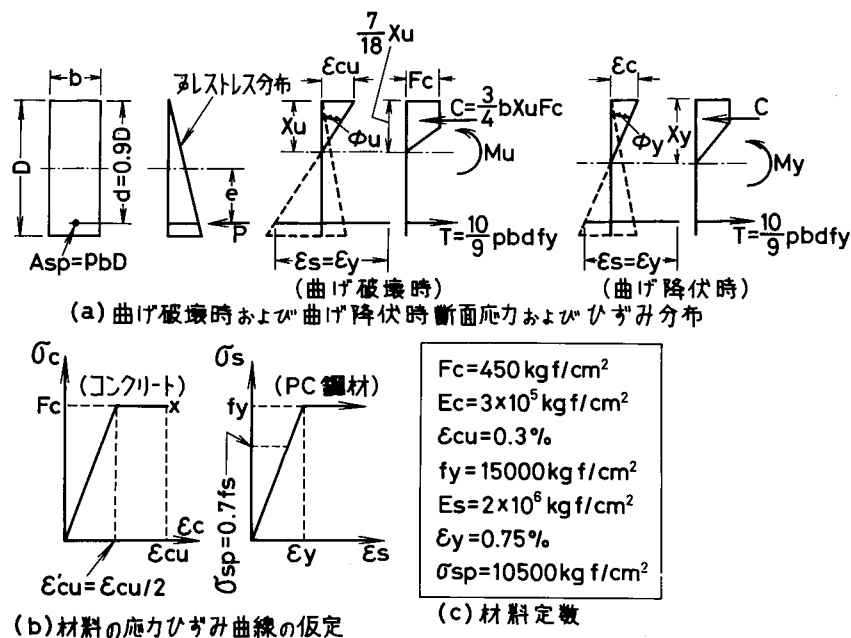


図 6 回転角ひずみじん性率計算に用いた断面と材料定数

ここに、 $q = p f_y / F_c$ (5)

曲げ破壊モーメント $M_u = T (d - 7 x_u / 18)$

$$= \frac{10}{9} p b d^2 f_y \left(1 - \frac{140}{243} q \right) \quad \text{..... (6)}$$

曲げ破壊モーメント係数：

$$m_u = M_u / b d^2 F_c = \frac{10}{9} q \left(1 - \frac{140}{243} q \right) \quad \text{..... (7)}$$

回転角ひずみ：

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{x_u} + \frac{\epsilon_{cp}}{d} = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{x_u} + \epsilon_{cp} \right) / d$$

$$= \left(\frac{27 \epsilon_{cu}}{40 q} + \epsilon_{cp} \right) / d \quad \text{..... (8)}$$

ϵ_{cu} ：コンクリートの曲げ圧縮破壊ひずみ

ϵ_{cp} ：P C 鋼材位置でのコンクリートの有効プレストレスによる圧縮ひずみ

(8)式において ϵ_{cp} は一般には小さいので、これを無視することにすれば、

$$\phi_u \div \epsilon_{cu} / x_u = 27 \epsilon_{cu} / 40 q d \quad \text{..... (9)}$$

となる。すなわち、(1)式の μ_ϕ を大きくするには ϕ_u を大きくする必要があり、そのためには (5) 式の q の値を小さくしなければならない。 q は一般に鉄筋係数とよばれ、上記から明らかなように断面の回転角ひずみじん性率に直接関与する物理量として耐震設計の立場からは重要視されている。

もちろん、断面が曲げ破壊に至る前に P C 鋼材の降伏がおこらなければ、塑性変形によるじん性率は定義できない。したがって、P C 鋼材降伏と同時に曲げ破壊に至る場合、すなわち、 $\mu_\phi = 1$

の場合の鉄筋係数 q よりも小さい q の値となることが、じん性確保には少なくとも必要である。このような限界の鉄筋係数 q_r を計算してみる。P C 鋼材の有効引張応力 σ_{sp} に対する伸びひずみを $\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp}/E_s$ とすれば、曲げ破壊時の P C 鋼材の全伸びひずみは、

$$\varepsilon_s = \varepsilon_Y = \varepsilon_{cp} + \varepsilon_{sp} + \frac{1-x_{u1}}{x_{u1}} \varepsilon_{cu}$$

これより中立軸比 x_{u1} を求めると、

$$x_{u1} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_Y - \varepsilon_{cp} - \varepsilon_{sp} + \varepsilon_{cu}} \quad \dots\dots\dots (10)$$

一方、中立軸比は(4)式で表わされるから、

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_Y - \varepsilon_{cp} - \varepsilon_{sp} + \varepsilon_{cu}} = \frac{40}{27} q_r$$

$$\therefore q_r = \frac{27}{40} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_Y - \varepsilon_{cp} - \varepsilon_{sp} + \varepsilon_{cu}} \quad \dots\dots\dots (11)$$

また、 ε_{cp} は ε_{cu} にくらべて小さいことからこれを無視すると、

$$q_r \div \frac{27}{40} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_Y - \varepsilon_{sp} + \varepsilon_{cu}} \quad \dots\dots\dots (12)$$

また、このときの回転角ひずみは(8)または(9)式から、

$$\phi_{ur} = \phi_{Yr} = (\varepsilon_Y - \varepsilon_{sp} + \varepsilon_{cu})/d \quad \dots\dots\dots (13)$$

となる。ちなみに、図 6 右下に記した材料定数を用いてこれらの値を計算してみると、

$$q_r = 0.3857, \quad \phi_{ur} = \phi_{Yr} = 0.525 \times 10^{-2}/d \quad \dots\dots\dots (14)$$

となる。すなわち、一般に鉄筋係数は $q < 0.3$ の範囲におさえることが必要であるとする根拠が、上記の算例からも明らかである。なお、このときの曲げ破壊モーメントは、(7)式から

$$m_{ur} = M_{ur}/bd^2 F_c = 0.3333 \quad \dots\dots\dots (15)$$

である。

ここで、種々の q の値に対して μ_ϕ がどのように変化するかを計算してみる。 μ_ϕ の厳密な計算には、図 5 右上に示した P C 鋼材降伏時の断面ひずみおよび応力分布を精算し、 ϕ_Y を算定しなければならないが、計算式が複雑となるので、ここでは次のような仮定にしたがって、 ϕ_Y を略算する。すなわち、任意の q を持つ断面の ϕ_Y は、 $q = q_r$ のときの ϕ_u (すなわち、そのときの ϕ_Y にもあたる) を曲げ破壊耐力に正比例して低減した値と仮定する。いま任意の q に対する曲げ破壊モーメント係数を m_u とするとき、(14)および(15)式の $q = q_r$ のときの ϕ_{ur} および m_{ur} の値を用いて、

$$\phi_Y = \frac{\phi_{Yr}}{m_{ur}} m_u = \frac{0.525 \times 10^{-2}}{0.3333 d} \cdot \frac{10}{9} q \left(1 - \frac{140}{243} q\right)$$

$$= 1.7502 \times 10^{-2} q \left(1 - \frac{140}{243} q\right)/d \quad \dots\dots\dots (17)$$

したがって、 ϕ_u として近似値(9)式を用いることにすると、

$$\mu_\phi = \frac{27 \varepsilon_{cu}/40 q d}{1.7502 \times 10^{-2} q \left(1 - \frac{140}{243} q\right)/d} = \frac{0.1157}{q^2 (1 - 140 q/243)} \quad \dots\dots\dots (18)$$

を得る。図7は(18)式から計算した $q-\mu_\phi$ 関係を図示したもので、たとえば、 $\mu_\phi \geq 3$ とするためにはこの計算例では $q \leq 0.21$ にしなければならないことがわかる。すなわち、或程度のじん性を確保するには q の値をかなり小さくする必要があるといえる。

わが国では $q \leq 0.3$ が1つの目安として一般にいられているが、上記の算例でもわかるように、じん性の点ではこの制限値は必ずしも十分とはいえない。上記の計算例では、 μ_ϕ の精算の複雑化をさけ、かつ、説明を簡単にするために、大胆な仮定を行っており、 μ_ϕ 計算結果はやや安全側の値となっていることを考慮しても、 $q \leq 0.3$ の制限はややあまいように思われる。多くの研究では、架構の地震時水平変位じん性率3～4を確保するためには、構成部材断面の回転角ひずみじん性率が少なくとも $\mu_\phi = 6 \sim 10$ 程度は必要であるといわれている。¹³⁾

図7の計算例では、これを満足するためには $q \leq 0.145$ でなければならないことになる。FIP耐震設計指針では、引張側に挿入した普通鉄筋断面積もあわせ考えた全引張鉄筋に対する鉄筋係数を $q \leq 0.2$ とすることを推奨しており、実際設計におけるかなりきびしい制限となっている。R. Parkらの実験においても、PC梁の十分なじん性確保のためには、上記の q に対する制限値は妥当であることが示され、^{14), 15)} New Zealand 設計規準に上記の制限値が採用されている。^{15), 16)}

このような鉄筋係数 q に対するきびしい制限は、PC部材の実際設計の立場からは、PC鋼材比 p をきびしく制限することを意味する。したがって終局強度設計を行う場合には、(6)または(7)式から明らかのように、 q の制限のもとに必要な終局強度を確保するために断面寸法 b 、 D 等を大きくとることになる。このような断面は長期応力のもとでコンクリート断面に生ずる応力度が、その許容値に対してかなりの余裕を持つ設計となるのが一般である。このことは、長期応力に対して断面設計を行い、地震時に対しては破壊安全率を検査する設計手法をとる場合を考えてみると、長期応力に対しては材料の許容応力度一杯に使用できるよう設計されるのが普通であるから、地震時安全率は確保されてもじん性確保に必要な q の制限は必ずしも満足する保証はないことから十分理解できる。すなわち、 $q < 0.2$ といったきびしい制限を守るためには、とくに、長期応力にもとづく断面設計においてはコンクリートの許容圧縮応力度を低減することが必要であろう。このことについては、更に詳細な検討を要するが、コンクリートの許容圧縮応力度についての筆者の私案を参考までに記しておく。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{施工時} & f_c = 0.4 F_c \\ \text{長期設計荷重時} & f_c = 0.25 F_c \end{array} \right\} \dots\dots\dots (19)$$

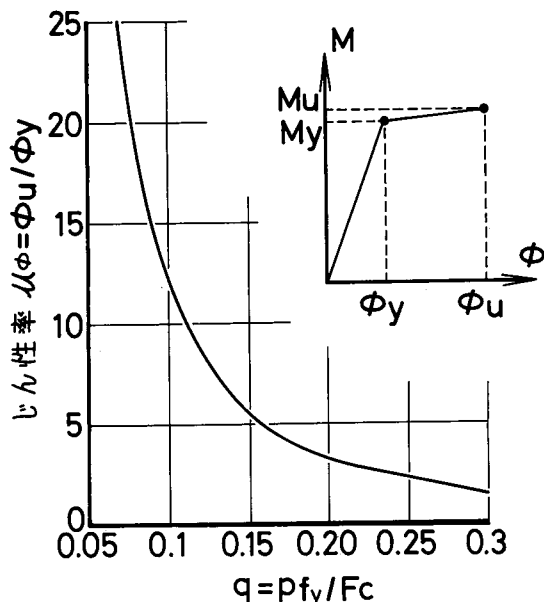


図7 回転角ひずみじん性率と鉄筋係数の関係計算結果

4. コンクリートの圧縮じん性改善とその効用

前項で述べたようにP C部材の曲げじん性を確保するためには、鉄筋係数 ρ のきびしい制限を行う必要があり、実際設計の面からは場合によっては許容応力度の改訂など設計規準のみなおしが必要になるかも知れない。若し、何らかの方法でじん性確保に必要な鉄筋係数 ρ の制限値を大きくとることが可能となれば、現行規準の大筋をかえることなくじん性に富むP C構造物が設計でき、耐震性の点でも経済的設計の点でも望ましい。その1つの有力な方法に横拘束によるコンクリートの圧縮じん性改善がある¹⁷⁾

密なピッチを持つスパイラル筋またはフープ筋で圧縮力の作用軸と直角方向に拘束（横拘束という）すると、圧縮破壊時のひずみが著しく増大することは、かなり以前から知られており、諸外国ではR C巻筋柱などに利用されていた。図8は何故横補強によってコンクリートの圧縮じん性が増大するかを説明した概念図であって、無補強のコンクリートでは同図右に示すようなすべり線が発生して耐荷および変形能力が限界に到達し、いわゆるすべり破壊がおこるのに対し、横拘束を行うと、同図左に示すようにすべり線が発生してもこれにそってのコンクリートブロックのすべりが拘束され、その結果、耐力および変形能力が増大する。図9は断面 20×20 cm、試験部分長さ60 cmのコンクリート角柱に角スパイラルフープ補強した供試体に中心

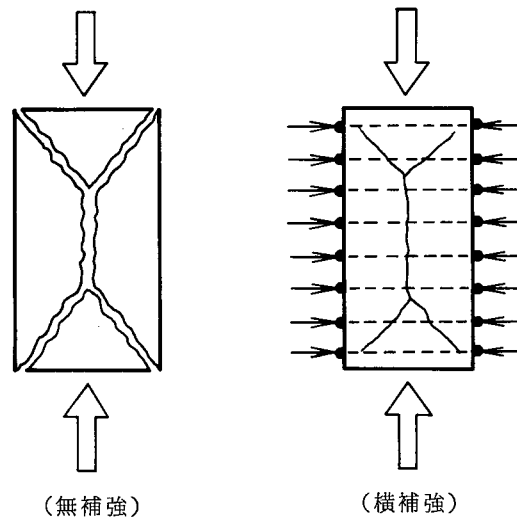


図8 横補強筋の効果説明図

軸圧力を載荷した場合の応力ひずみ曲線を、無拘束コンクリートのそれと比較した一例で¹⁸⁾、横拘束コンクリート柱は著しく圧縮じん性が改善されていることがわかる。さらに、同図には角スパイラルフープ筋として降伏点応力度が $F_Y = 35.5 \text{ kgf/mm}^2$ の普通鉄筋の場合と、 $F_Y = 130 \text{ kgf/mm}^2$ の高強度鉄筋（P C鋼棒）の場合とが示してあるが、前者ではフープ筋の降伏がコンクリート

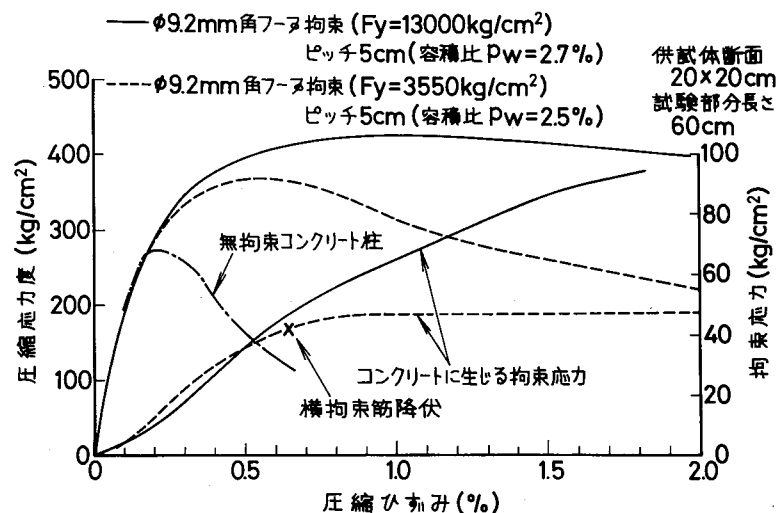


図9 横補強コンクリートの応力-ひずみ曲線の一例

軸圧縮ひずみ0.64%のときにおこり、以後の横拘束応力は増加することなく横拘束剛性が減少し、その結果、横拘束効果が減少して応力ひずみ曲線のひずみ軟化が急速におこるのに対し、後者ではフープ筋が降伏することなくコンクリートの圧縮ひずみ増大とともに横拘束応力もほぼ弾性的に増加し続け、コンクリートの著しい圧縮降伏ひずみが観測されている。すなわち、コンクリー

トの横拘束筋の降伏は圧縮じん性改善効果の点で劣り、降伏をおこさない高強度の横拘束筋の使用が理想的であるといえよう。このことは図8の横拘束効果説明概要図からも容易に理解し得るところである。ちなみに、図9の3つの応力ひずみ曲線からそれぞれのコンクリート圧縮限界ひずみ ϵ_{cu} を求めてみると、次のようになる。

無拘束コンクリート柱： $\epsilon_{cu} = 0.39 \%$

横拘束コンクリート柱：

普通鉄筋角スパイラル $\epsilon_{cu} = 1.01 \%$

高強度鉄筋角スパイラル $\epsilon_{cu} = 2.16 \%$

ただし、 ϵ_{cu} はひずみ軟化域を含む応力ひずみ曲線の任意の圧縮ひずみまでの平均応力が最大となるときひずみ（すなわち、応力ブロック係数 k_1 k_3 が最大となるときひずみ）と定義したものである。この定義は実際の部材の曲げ破壊時圧縮側コンクリート縁ひずみ実測結果とも良く一致するものである。¹⁹⁾

なお、従来、角フープ筋の横拘束効果は円形スパイラル筋の場合と比較して著るしく小さく、よほど多量のフープ筋で拘束しない限り効果が少ないといわれていたが、図9から容易にわかるように、高強度筋を横拘束筋に用いる場合には、角フープであっても円形フープの場合と同様にコンクリートの圧縮じん性改善効果は大きい。

このような横補強フープ筋によってコンクリートの圧縮じん性が改善された場合、これが部材断面における塑性ヒンジ回転能力に如何に貢献するかを実験した一例を図10に示す。^{20), 21)} この実験はとくに曲げ圧縮側コンクリートをコンクリートが圧壊をおこすまで弾性的に横拘束できる高強度角スパイラルフープを用い、かつ、引張鉄筋としてコンクリートの圧壊がおこる以前に降伏することのないPC

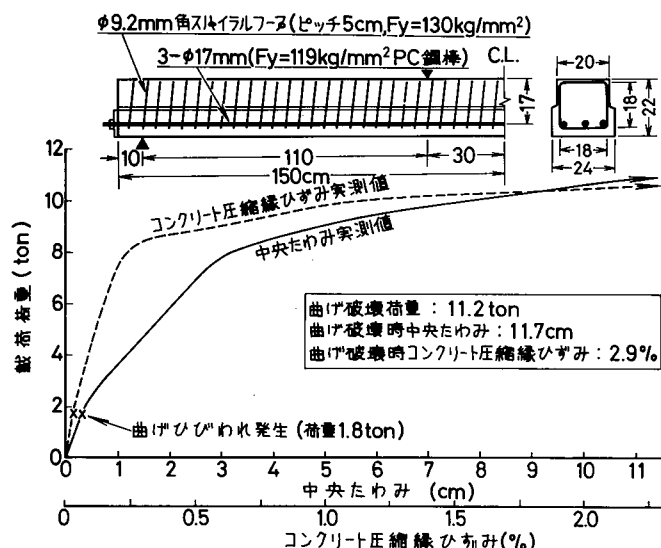


図10 横補強コンクリートによるはりの曲げじん性改善実験例

鋼棒を緊張せずに配置したRCはりによったもので、横拘束によるコンクリートの曲げ圧縮じん性改善だけによって、はりの曲げじん性がどの程度改善されるかを確かめることを目的としたものである。引張鉄筋は降伏しないので、一般のRCはりにみられる引張鉄筋降伏による塑性流動たわみはおこらず、載荷荷重8ton付近からおこる中央たわみの急増は、曲げスパン内の横拘束コンクリートの著るしい曲げ圧縮変形能によるものである。曲げ破壊時にはコンクリートの圧縮縁ひずみは $\epsilon_{cu} = 2.9 \%$ を記録し、横拘束によるコンクリートの圧縮じん性の著るしい改善効果が認められる。ちなみに、曲げ破壊時引張鉄筋応力は 10000 kgf/cm^2 以上に達している。

図11は $11 \times 21 \text{ cm}$ の長方形断面の核半径位置にPC鋼材を配置したPCはり断面の、角スパイラルフープによる横拘束コンクリートの曲げモーメントー曲率関係におよぼす影響の計算例である。²²⁾ 角スパイラルフープとしては直径6mm、降伏点強度 3000 kgf/cm^2 の普通鉄筋と 10000 kgf/cm^2 のPC鋼材の2種類を用い、ピッチは2.5, 5.0および7.5cm（横補強筋容積比3.73, 1.87および1.23%）の3種とした。それぞれのピッチの角スパイラルフープで横拘束したコンクリートの応力ひずみ

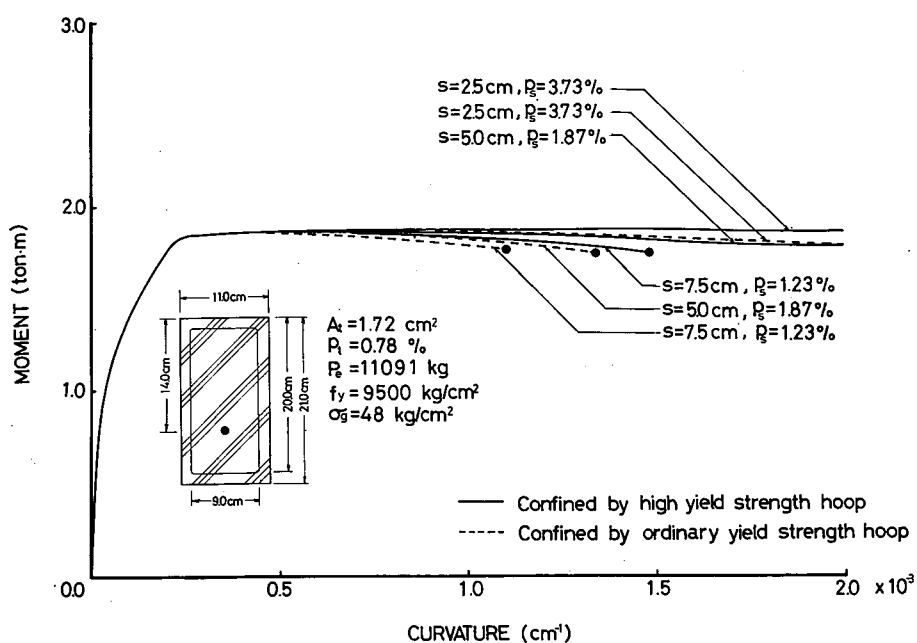


図11 横拘束コンクリートを用いたP C曲げ材断面の
モーメントー曲率関係例算例

曲線は、図12に示した軸圧縮力を受ける場合のひずみ軟化域を含む応力ひずみ関係実測曲線をモデル化したものを、フープ筋のそれはそれぞれの降伏点応力度までは $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ の完全弾性、以後は完全塑性と仮定してある。また、プレストレス導入に用いるP C鋼材は、降伏点応力度 9500 kgf/cm^2 とした。図中の点線は普通強度、実線は高強度角スパイラルフープで横補強したもので、P C曲げ材に対してもコンクリートの横拘束による曲げじん性改善が期待できること、

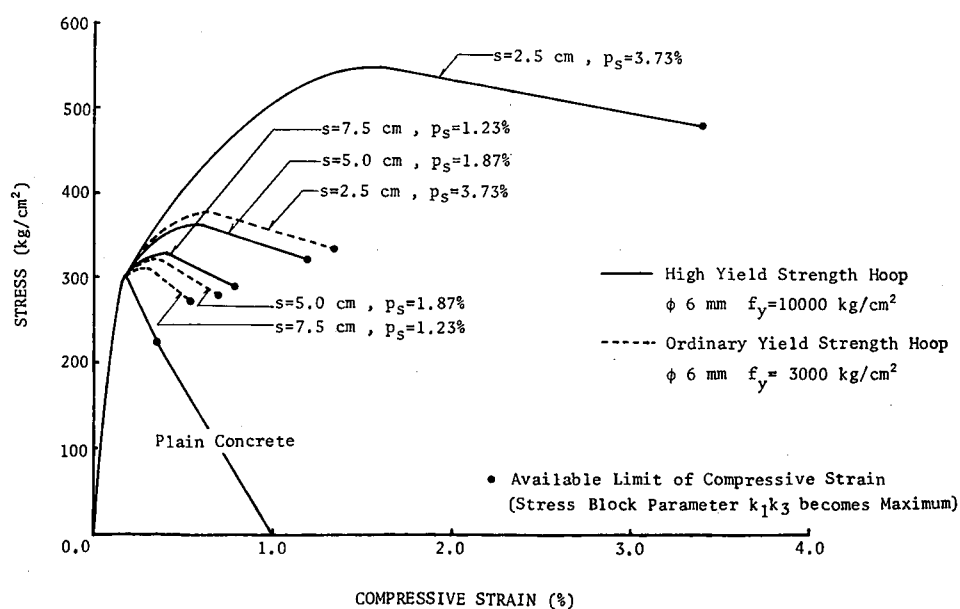


図12 図11の計算に用いた横拘束コンクリートの
応力ーひずみ関係

曲げじん性改善効果は
高強度フープの場合が
著しいことが明らかで
ある。ちなみに、P C
鋼材（主筋）降伏時およ
び曲げ破壊時の回転角
ひずみ ϕ_y, ϕ_u から計算
したじん性率 $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$
を表 3 にまとめて示す。
なお、表中には P C 鋼
材有効引張力（すなわ
ち、許容引張応力度）
を種々にかえ、かつ、
コンクリート断面平均
プレストレスとしては

表 3 コンクリートの横補強によるじん性改善計算例

Tendon		Hoop ($\phi 6\text{mm}$)		$\phi_u (\text{cm}^{-1})$	$\phi_y (\text{cm}^{-1})$	ϕ_u / ϕ_y	$\epsilon_{st} (\%)$
$A_s (\text{cm}^2)$	$P_t (\%)$	$f_y (\text{kg/cm}^2)$	$s (\text{cm})$	$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-4}$		at ϕ_u
3.44	1.56	10000	2.5	4.83	7.62	6.34	2.41
			5.0	1.20	9.65	1.24	0.482
			7.5	0.841			0.410
		3000	2.5	1.38	8.66	1.59	0.558
			5.0	0.752			0.404
			7.5	0.648			0.389
2.29	1.04	10000	2.5	6.14	3.89	15.78	4.77
			5.0	1.77	3.87	4.57	1.29
			7.5	1.12	3.86	2.90	0.864
		3000	2.5	2.00	3.88	5.15	1.45
			5.0	0.999	3.85	2.59	0.808
			7.5	0.839	3.83	2.19	0.714
1.72	0.78	10000	2.5	7.71	2.40	32.13	6.88
			5.0	2.28	2.40	9.50	2.04
			7.5	1.48	2.40	6.17	1.40
		3000	2.5	2.60	2.40	10.83	2.30
			5.0	1.33	2.40	5.54	1.31
			7.5	1.10	2.40	4.58	1.16

※ $\sigma_g = 48 \text{ kgf/cm}^2$

常に $\sigma_g = 48 \text{ kgf/cm}^2$ になるよう P C 鋼材比を有効引張力の大きさに対応してかえた場合の、じん性率計算結果、および、曲げ破壊時 P C 鋼材伸びひずみ計算値もあわせて示してある。表中の ϕ_y 計算値が空欄となっているのは、P C 鋼材が降伏することなく曲げ破壊に至る場合である。P C 鋼材有効引張力すなわち許容引張応力度の値を小さくして P C 鋼材量を増加することは、一般にはじん性率 μ_ϕ を小さくすることになる。しかし、高強度横補強筋によるコンクリートの著るしい圧縮じん性改善を行うときには、曲げ終局時の P C 鋼材引張ひずみが異常に大きくなり、場合によっては曲げ破壊時に P C 鋼材が破断する恐れもでてくる。これをさけるためには、必要最小限のじん性が確保できる範囲内で P C 鋼材許容引張応力度を現行慣用値より低くおさえ、曲げ破壊時 P C 鋼材引張ひずみを破断の危険のない範囲におさまるよう配慮する必要がある。さらに、高強度鉄筋の横補強によりコンクリートの曲げ圧縮じん性を著るしく改善できる効果を十分に発揮させるのに必要十分な伸びひずみを持つ P C 鋼材の開発が望まれる。

なお、図 11 または表 3 からわかるように、普通鉄筋によるコンクリートの横補強効果もかなり大きい。図 13 はこれを実証した実験例で、²³⁾ 参考までにここに掲げる。

P C 建築架構は梁が P C、柱が R C の場合が一般である。しかも、梁スパンは一般に長大で柱にくらべてはりの曲げ剛比が小さく、地

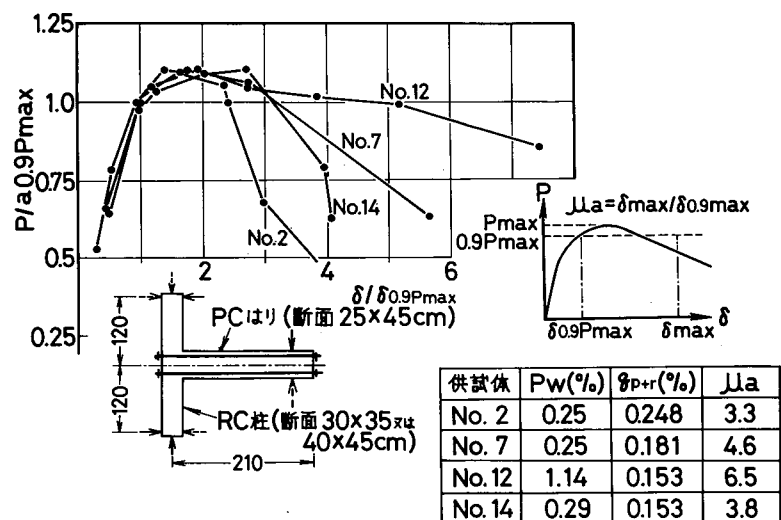


図 13 P C はり - R C 柱接合部モデル供試体による変形状態実験例

震時水平力に対しては柱脚断面に降伏ヒンジが最初に発生する場合が多い。図14は筆者の行った単層単スパンP C ラーメン

(柱はRC)の水平加力実験結果²⁴⁾であって、柱脚断面が最初に降伏した後P C 梁両端断面でP C 鋼材降伏がおこり、崩壊メカニズムに達している。とくに、柱脚断面降伏以後のラーメンの塑性水平たわみは、主として柱脚断面における降伏ヒンジの塑性回転角変位によるものであり、この意味から柱脚断面塑性ヒンジ回転能が重要といえる。したがって、柱断面のじん性確保がP C ラーメンではとくに重要であり、柱コンクリートに上述の横拘束フープ筋を用いて圧縮じん性を改善するのが望ましい。ここでは高強度横補強筋によるコンクリートの圧縮じん性改善が、RC柱断面の曲げじん性改善に如何に効果的であるかを示す計算例を図15に示す。^{18), 21)} 横拘束コンクリートを用いることにより

引張鉄筋降伏以後の断面の塑性回転角ひずみが著るしく増大することがわかる。また、引張鉄筋降伏と同時に曲げ破壊に至る限界の軸力も、普通コンクリートの場合には軸力係数の値で0.4程度であるのに対し、横拘束コンクリートでは0.75となり、十分な塑性回転変形を期待できる柱軸力の許容値を大きくとれる点も、横拘束コンクリート使用時の見逃せない特徴である。

5. Ⅲ種P R Cの建築への利用

近年、RC建築物はますますスパンを長くする傾向が強く、かつ、現場コンクリートの打設に専らポンプ工法が用いられるため、高スランプのコンクリートが慣用され、収縮やクリープによるひびわれや大変形が随所にみられ、問題となっている。Ⅲ種P R CはRC断面にわずかなプレストレスを導入することによって、曲げひびわれや収縮ひびわれの開口幅を制限し、同時にRC部材のたわみを制限することを本来の目的とした構造で、スパンのやや大きいRC構造に適用して極めて効果的である。その特徴や基本的性質については、昨年度の講習会テキストに詳述した。²⁵⁾

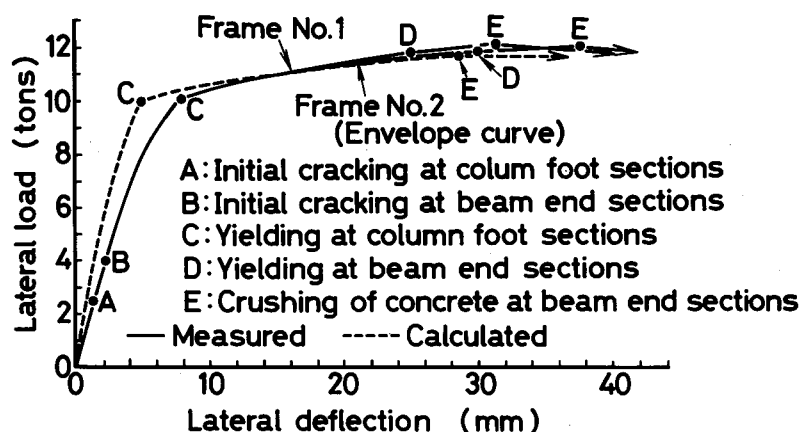


図14 単ラーメンの水平荷重 - 変位曲線実測例

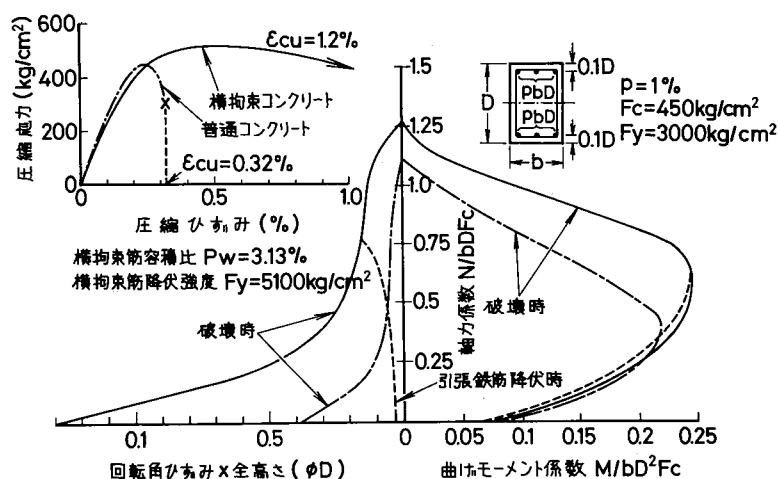


図15 高強度横補強筋によるRC柱の曲げじん性改善

ここでは、日本建築学会PC分科会で最近話題となっている設計方法について概要を述べる。

まず、PRC構造の位置づけは、図16に示すようにPCとRCの中間を埋めるものである。²⁶⁾
すなわち、長期応力のもとでは、PCはコンクリート断面に引張応力の発生を許さないか、または、発生しても許容値以内におさまるよう設計され、コンクリート全断面が有効に働く。これに対しRCは

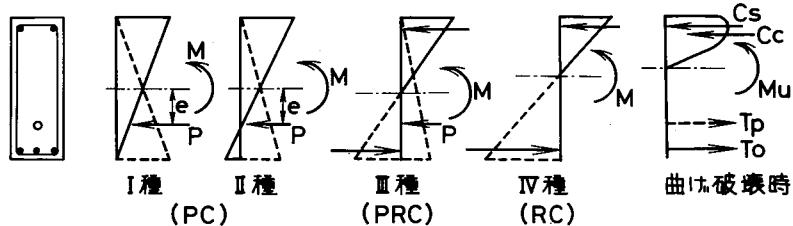


図16 III種PRCの位置づけ

引張側コンクリートにひびわれ発生を許し、かつ、断面の引張の働く部分に鉄筋を配置して引張力をこれに負担させるようにした構造である。ひびわれ開口幅は、原理的には引張鉄筋許容引張応力度によって間接的に制御される。PRC構造はわずかなプレストレス導入により長期設計応力の一部を打ち消し、長期応力作用時にはコンクリートに曲げひびわれの発生は許すが、ひびわれ開口幅はプレストレスの

大きさにより積極的に制御しようとするものである。

とくに、導入プレストレスを0にすればRCに、大きくしていけばPCにそれぞれ一致し、この意味で両者の中間的構造となる。図17はPC, PRC, RCの3つの部材の荷重-たわみ関係の相対的比較を示した概念図²⁷⁾で、図16右側に示したように曲げ破壊時断面応力

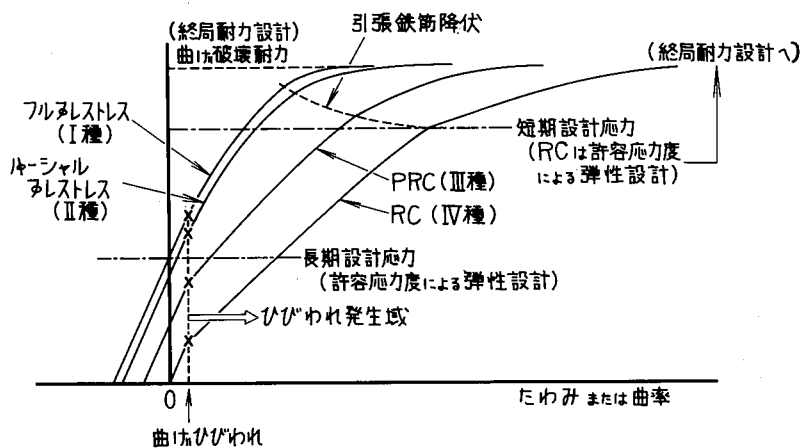


図17 PC, PRC, RC曲げ材の荷重-たわみ関係の比較

分布は3者とも全く同じ表示となることから、同じ曲げ終局耐力を持つ断面を3者それぞれ設計できることになり、結果として図17に示すように長期応力のもとでのひびわれの有無およびひびわれ開口幅の大きさが3者それぞれ相違するにすぎないことになる。

曲げひびわれ開口幅については、構造物のおかれる環境条件や作用荷重の性質によってその制限値が異なるが、建築物に対する最大曲げひびわれ幅制限値として、

$$w_{\max} = 0.2 \text{ mm}$$

とするのが一般である。曲げひびわれ開口幅の計算式は過去に多くの実験式や理論式が発表されているが、そのうちの2, 3をあげれば次のようになる。

ACI建築規準式²⁸⁾

$$w_{\max} = 1.081 \times 10^{-2} \beta \sigma_{st} \sqrt{C A_t} \quad (\text{mm})$$

CEB-FIP国際指針式^{29), 30)}

$$w_{\max} = 1.7 \frac{\sigma_{st}}{E_s} \left\{ 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{st}} \right) \right\} \left\{ 2 \left(C + \frac{S}{10} \right) + \alpha_1 \cdot \alpha_2 \frac{\phi}{A_s / A_t} \right\} \quad \dots\dots\dots 22$$

E. W. Bennett らの実験式³¹⁾

$$w_{\max} = 0.02 + 65 C \sigma_{st} / E_s \quad \dots\dots\dots 23$$

C : かぶり厚さ (cm), σ_{st} : 引張鉄筋存在応力度 (kgf/cm^2)

A_t : 引張鉄筋を囲む引張側コンクリートの有効断面積 (cm^2)

(ACI 規準では、当該引張鉄筋が有効断面図心にくるように引張側コンクリートの一部を切り取ったコンクリートの断面積、CEB-FIP 指針では、当該鉄筋の左右または上下に当該鉄筋径 ϕ の 7.5 倍の距離で切り取った柱体断面積で、かぶり厚さの関係で 7.5 ϕ の距離がとれない場合には、片側に限りかぶり厚さの距離で切り取るものとする)

σ_{sr} : 上記有効断面積を持つ RC 柱体の純引張ひびわれ発生時鉄筋引張応力度 (kgf/cm^2)

S : 引張鉄筋水平間隔 (cm)

ϕ : 引張鉄筋直径 (cm)

A_s : 引張側から切り取った RC 柱体中の鉄筋断面積 (cm^2)

E_s : 鉄筋のヤング係数

β : 実験常数で梁の場合は 1.2, 床スラブの場合は 1.35

α_1 : 付着に関する係数で、異形鉄筋では 0.4

α_2 : 引張側のひずみ分布形に関する係数で、純引張の場合には 0.25, 曲げ三角分布の場合は 0.125

$w_{\max}$: 最大ひびわれ開口幅 (mm)

上記の各式において、曲げひびわれ幅は単に引張鉄筋存在応力 σ_{st} に比例して大きくなるばかりでなく、かぶり厚さ C や引張側から切りとった RC 柱体断面積 A_t にも関係することがわかる。RC 構造では C や A_t の大きさには無関係に引張鉄筋許容応力度が定められているので、あまり長大なスパンにすると C や A_t が相対的に大きくなる。その結果、引張鉄筋存在応力度は許容値以内におさまる設計になっていても、曲げひびわれ開口幅は異常に大きくなり、過度のひびわれ開口幅やたわみ障害のおこる原因となる。ちなみに 23 式により $w_{\max} \leq 0.2 \text{ mm}$ とするための鉄筋引張応力度を種々のかぶり厚さに対して計算すると次のようになる。ただし、 $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ としてある。

$$\left. \begin{array}{ll} C = 2 \text{ cm のとき} & \sigma_{st} = 2908 \text{ kgf}/\text{cm}^2 \\ C = 3 \text{ cm のとき} & \sigma_{st} = 1938 \text{ kgf}/\text{cm}^2 \\ C = 4 \text{ cm のとき} & \sigma_{st} = 1454 \text{ kgf}/\text{cm}^2 \\ C = 5 \text{ cm のとき} & \sigma_{st} = 1163 \text{ kgf}/\text{cm}^2 \\ C = 6 \text{ cm のとき} & \sigma_{st} = 969 \text{ kgf}/\text{cm}^2 \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots 24$$

このようにかぶり厚さや鉄筋径などにより曲げひびわれ開口幅が種々変化するので、RC 構造において曲げひびわれ開口幅を厳重に制御するためには、これら種々の条件に対してそれぞれ異った引張鉄筋許容応力度を決めなければならないことになり、設計上は大変面倒なことになる。したがって、RC 構造では設計可能であるからといってあまり長いスパンにすることは禁物である。筆者は RC としての妥当なスパンの限界はせいぜい 8 m 程度ではないかと考える。それ以上のスパンの場合にはひびわれ開口幅の制御が可能な III 種 PRC 構造が好ましく、建築物としては本格的な PC 構造として経済的と考えられるスパン 15 m 程度までのものに対して適用して有効で

あろう。この場合、長期設計荷重作用時に発生する曲げひびわれの開口幅を、たとえば21～23式のような計算式によって計算し、これが開口幅制限値を上廻らないよう断面設計するのが理論上は筋の通った方法となるが、設計手順がかなり複雑となるので必ずしも実用的とはいえない。日本建築学会P C分科会では、実用設計上の複雑さをさけるために、次のような手法で設計することを考えている。

- (1) 長期設計荷重のうち、自重（固定荷重）＋積載荷重の一部（たとえば積載荷重の10%程度）による曲げモーメントをコンクリート断面に引張応力の生ずることなく負担できる程度の偏心プレストレス力をコンクリート断面に導入する。
- (2) 上記のようにして決定した偏心プレストレス力と長期設計応力との両者をあわせた応力を設計応力として、R C断面としての設計を行う。
- (3) 次に、必要あれば適当な計算式により長期応力のもとでの曲げひびわれ開口幅を計算し、制限値以下におさまっているかどうかを検査する（この検査は一般には省略できる）。
- (4) 曲げ終局耐力を計算し、地震時破壊安全度の検査をP C構造に準じて行なう。

このような設計手法による場合には、(1)で導入プレストレス力が普通鉄筋には無関係に決められてしまうので、以後の長期設計応力に対する設計は、導入プレストレスと長期設計応力を同時に受けるR C断面として設計すればよいことになり、R C構造設計の知識を持ち合わせるだけで設計できるといっても過言ではあるまい。参考のために曲げ材断面設計式²⁵⁾を以下に掲げる。

- (a) 引張鉄筋許容引張応力度にもとづくⅢ種P R C曲げ材断面の許容曲げモーメント M_1

$$M_1 = b d^2 f_t I_x / n(1-x_1) \quad \dots\dots\dots 25$$

$$x_1 = - \left[n p (1+r) - k n \frac{\sigma_g}{f_t} \right] + \sqrt{\left[n p (1+r) - k n \frac{\sigma_g}{f_t} \right]^2 + 2 n p (1+r d_{c1})} \quad \dots\dots\dots 26$$

- (b) コンクリート許容圧縮応力度にもとづくⅢ種P R C曲げ材断面の許容曲げモーメント M_2

$$M_2 = b d^2 f_c I_x / x_2$$

$$x_2 = - \left[n p (1+r) - k \frac{\sigma_g}{f_c} \right] + \sqrt{\left[n p (1+r) - k \frac{\sigma_g}{f_c} \right]^2 + 2 n p (1+r d_{c1})} \quad \dots\dots\dots 27$$

- (c) 長期設計曲げモーメント M と許容曲げモーメント M_1 または M_2 との関係

$$M_1 \leq M \quad \text{かつ} \quad M_2 \leq M \quad \dots\dots\dots 28$$

x_1, x_2 : (a) または (b) の場合の中立軸比

n : 普通鉄筋に対するヤング係数比 ($n = 15$)

p : 引張側普通鉄筋の鉄筋比

r : 圧縮鉄筋比 (p に対する比)

$\sigma_g = P/A$: コンクリート断面平均有効プレストレス

P : 有効プレストレス力

A : 鉄筋コンクリート全断面の等価断面積 (近似的には鉄筋を無視した無筋コンクリート断面積)

$$k = D/d + (1+r) np$$

D : 断面全高さ, d : R C 断面に対する有効高さ

d_{c1} : 断面圧縮縁から圧縮鉄筋位置までの距離の有効高さ d に対する比

f_c : コンクリートの許容圧縮応力度

f_t : 鉄筋の許容引張応力度

なお、断面に導入される有効プレストレスは、コンクリート断面平均有効プレストレスの値が

$$\sigma_g = 10 \sim 20 \text{ kgf/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (29)$$

の程度で十分曲げひびわれ制御の目的を達する。すなわち、この程度の軽度のプレストレス導入により、断面応力分布はコンクリートの圧縮縁応力が許容値 f_c に達していても引張鉄筋応力は許容値 f_t に対して余裕を持つのが一般であり、したがって、実用設計には上記(b)にのべたコンクリート許容圧縮応力度にもとづく許容曲げモーメント M_2 を設計曲げモーメント M として必要な鉄筋量 p , r を選定すればよいことになる。図 18 は $r=0.5$, $\sigma_g = 10 \text{ kgf/cm}^2$ の長方形はり断面を例にとり、許容曲げモーメント M_1 および M_2

と P C 鋼材を含む全引張鉄筋比との関係を計算した結果³²⁾であって、 $\sigma_g = 0$ すなわち R C 断面の場合の設計曲線（図中の点線）と比較したものである。それぞれの設計曲線のうち、途中で折れ曲る点はいわゆる釣合鉄筋比の位置で、これより小さい鉄筋比では $M_1 < M_2$ となって引張鉄筋応力は許容値 f_t 一杯に使用される範囲となる。釣合鉄筋比はこの例では 0.4 % 程度となり、したがって、ほとんどの設計が M_2 できる範囲となるであろうことが理解できる。なお、同図に参考として許容曲げモーメント作用時の引張鉄筋応力度を R C の場合と比較して示してある。

プレストレス導入にはアンボンド P C 鋼材を用いると現場でのグラウト注入作業を必要としないので便利である。この場合、とくに設計上考慮すべきこととして、部材が曲げ破壊に至ったとき、若し万一アンボンド P C 鋼材が破断すると、耐荷能力が急激に減少して通常の R C 断面としての曲げ破壊耐力だけを持つことになり、これが長期応力を下廻ることになると崩壊につながる恐れがあることである。これを防止するためには、P R C 断面としての曲げ破壊モーメント M_u のう

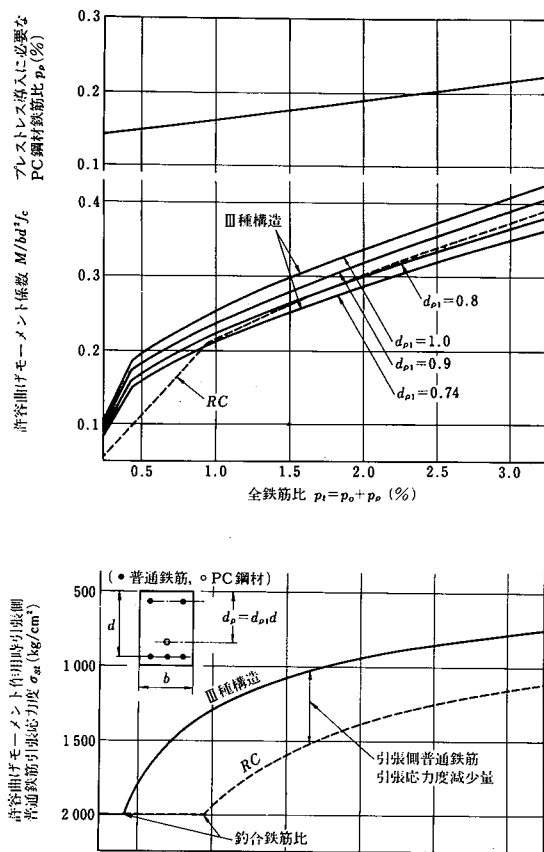


図 18 Ⅲ種 P R C 曲げ材断面の全引張鉄筋比と許容曲げモーメント、普通鉄筋引張応力度との関係計算例 ($f_c = 80 \text{ kgf/cm}^2$, $f_s = 2000 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_{sp} = 8000 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_g = 10 \text{ kgf/cm}^2$, $n = 15$, $r = 0.5$, $d_c = 0.1 d$)

ちで、アンボンドP C鋼材を除いたR C断面としての曲げ破壊モーメント負担分 M_{uc} が、少なくとも長期応力による設計曲げモーメントを上廻ることが必要である。日本建築学会P C分科会では、 M_u に対する M_{uc} の占める割合を次のように制限することによって、これを保証する方策を考えている。

$$M_{uc}/M_u \geq 0.6 \quad \dots\dots\dots (30)$$

M_u および M_{uc} の計算は、曲げ材を例にとると、実用式として次のような略算式を考えている。

$$M_u = M_{uc} + M_{up} \quad \dots\dots\dots (31)$$

M_{up} : アンボンドP C断面として負担する曲げ破壊モーメント

$$\left. \begin{aligned} M_{uc} &= a_{s0} f_{y0} 7d/8 \\ M_{up} &= a_{sp} f_{sp} (d_p - d/8) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (32)$$

a_{s0} : 引張側普通鉄筋断面積

a_{sp} : アンボンドP C鋼材断面積

f_{y0} : 普通鉄筋規格降伏点応力度

f_{sp} : 曲げ破壊時アンボンドP C鋼材引張応力度

d : 引張側普通鉄筋に対する有効高さ

d_p : アンボンドP C鋼材に対する有効高さ

この略算式は通常のR C曲げ材では引張鉄筋の降伏後に曲げ破壊に至り、曲げ破壊モーメントは引張鉄筋引張合力 $a_{s0} f_{y0}$ に

応力中心距離仮定値 $j=7d/8$

を乗じて略算できることを、

PRC断面にも準用したもので、

略算の基礎となる曲げ破壊時

断面応力分布は図19のように

なる。また、曲げ破壊時アン

ボンドP C鋼材引張応力度 f_{sp}

については、付着のないこと

から平面保持にもとづく伸び

ひずみの増大は期待できず、

一般には降伏点応力度まで到達

することはほとんどない。このことから、 f_{sp} に対しては、

$$f_{sp} = (f_{yp} + f_p)/2 \quad \dots\dots\dots (33)$$

f_{yp} : アンボンドP C鋼材の規格降伏点応力度

f_p : アンボンドP C鋼材の有効プレストレス応力度

と仮定する。

Ⅲ種PRCはすでに述べたように本格的なP Cと通常のR Cとの中間を埋めるもので、スパン長さでいえば8～15m程度の建築物に適用するのが妥当である。近年、R C構造でかなり長いスパンの架構とする傾向が強く、かつ、小梁の使用をきらうために、勢い床スラブ也大スパンのものが数多くみられる。床スラブのような偏平な部材はたわみ易く、かつ、乾燥収縮の影響も受け

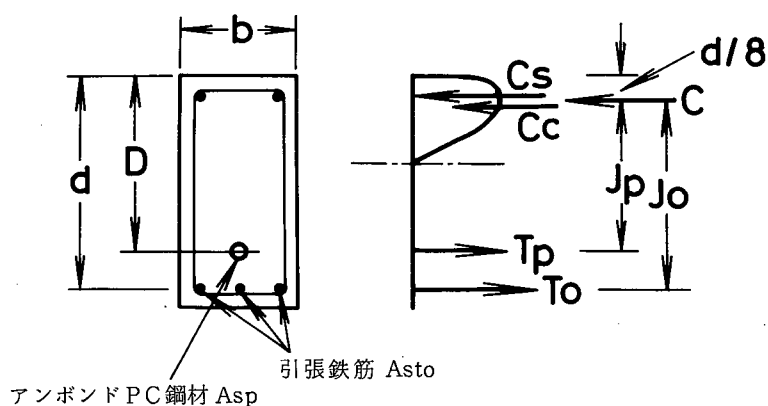


図19 Ⅲ種PRC曲げ材断面の曲げ破壊時応力分布

易い。過去に建設された建物のRC床スラブ1000以上の調査結果によると、図20上部に示した種々の限界をこえると、たわみ障害がおこる確率が高く、とくに、コンクリートの全断面有効として計算した曲げ引張縁応力度が、全長期設計荷重作用時25kgf/cm²以上、固定荷重だけ作用するとした時に15kgf/cm²以上になると、たわみ障害がとくにおこり易いという。同図右下に示したスラブ面に曲げ降伏線が発生し大たわみをおこしているものでは、コンクリートの曲げ引張縁

スラブ1枚あたりの面積>30m²
スラブ短辺長さ $l_x > 30 \times (\text{スラブ厚}t)$ } 何らかの障害がおこり易くなる。
 $l_x/t > 40$ Arch Action が殆んどなくなる
縁応力度 全設計荷重に対し $\sigma_t > 25 \text{ kg/cm}^2$ } たわみ障害がおこり易い。
固定荷重に対し $\sigma_t > 15 \text{ kg/cm}^2$ }
(大スパンRCスラブでは $\sigma_t = 30 \sim 35 \text{ kg/cm}^2$ の場合が多い)

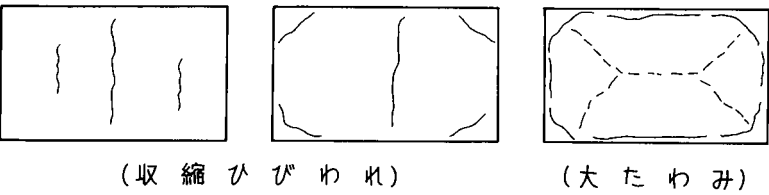


図20 RCスラブの収縮ひびわれ及びたわみ障害の発生する条件(実在スラブ調査結果による)

応力度が30~35kgf/cm²に達するものがほとんどのようである。このような大スパンRCスラブにⅢ種PRCを適用すれば、大スパンであっても長期設計荷重作用時のコンクリート曲げ引張縁応力度を障害をおこす危険性限界値25kgf/cm²以下にすることは容易である。一例として $l_x = 6.3 \text{ m}$ 、 $l_y = 12.0 \text{ m}$ の大スパンスラブをRC、PRCおよびPCで設計した結果を表4に示す。このスラブはRCスラブとして実際に設計施工されたもので、たわみ障害をおこしたものである。設計荷重は積載荷重180kgf/cm²、仕上荷重100kgf/cm²、コンクリート圧縮強度 $F_c = 240 \text{ kgf/cm}^2$ 、スラブ鉄筋SD30である。この設計ではPRCスラブに導入する有効プレストレスはコンクリート断面平均プレストレスの値で x 方向 $\sigma_g = 11.1 \text{ kgf/cm}^2$ 、 y 方向 $\sigma_g = 7.4 \text{ kgf/cm}^2$ であり、この程度のプレストレス導入によって

表4 スラブの設計比較例
($l_x = 6.3 \text{ m}$, $l_y = 12.0$, $l_y/l_x = 1.9$)
積載荷重180kg/m², 仕上荷重100kg/m², $F_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

種別	RCスラブ	PRCスラブ	PCスラブ
スラブ厚(t)(cm)	20	20	16
設計荷重(w)(kg/cm ²)	760	760	664
設計モーメント(t·m/m)			
x方向	-2.35, +1.57	-2.35, +1.57	-2.05, +1.37
y方向	-1.26, +0.84	-1.26, +0.84	-1.10, +0.73
プレストレスモーメント(t·m/m)			
x方向	—	+0.88, -0.78	+2.10, -1.41
y方向	—	+0.75, -0.37	+1.44, -0.95
プレストレス力(t/m)			
x方向	—	22.2	36.8
y方向	—	14.8	24.0
PC鋼材			
x方向	—	φ12.4ストランド @500	φ12.4ストランド @250
y方向	—	φ12.4ストランド @750	φ12.4ストランド @300
鉄筋配筋			
x方向	D13mm @125	φ6mm @100ワイヤー	—
y方向	D13mm @250	メッシュ, 丸フル配筋	—
コンクリート縁応力(kg/cm ²)	35.2	20.6	—
引張鉄筋応力(kg/cm ²)	2,000	1,400	—

コンクリート引張縁応力はRCスラブで35.2kgf/cm²であったものがPRCスラブで20.6kgf/cm²に低減されることになり、このような大スパンスラブであってもたわみ障害の心配のないスラブが建設できることがわかる。

なお、PRC構造の設計は原則としてRC構造計算規準に定められている諸規定を準用して行えばよいが、コンクリート設計基準強度 F_c については

$$F_c \geq 240 \text{ kgf/cm}^2 \dots\dots\dots (34)$$

とするのがよい。あまり低強度のコンクリートはクリープや収縮が大きくなり、かつ、弾性係数が低くなるので、たとえわずかとはいえ導入されるプレストレスの貯蔵タンクとしては不適當である。また、本来のPCではコンクリート圧縮強度は 300 kgf/cm^2 以上と規定されているが、PRC構造はすでにのべたようにどちらかというとRC構造にごく近い性格のものであるから、プレストレスを導入するからといって本来のPC構造に対する制限によらなくてもよい。

(参考文献)

- 1) S. Nagataki, On the use of superplasticizers, Proc. of the 8th FIP Congress, London, Part 1, pp. 241 ~ 249, May 1978.
- 2) Cement & Concrete Association, Superplasticizing admixtures in concrete, Report of Joint Working Party of the Cement Admixtures Association and the Cement and Concrete Association, 1976.
- 3) 福士 勲, 流動化コンクリートによる施工性改善, 建築雑誌, Vol. 93 No. 1131, pp. 85 ~ 87, 昭 53. 1.
- 4) Richtlinien für die Herstellung und Verarbeitung von Flüssbeton, Beton, 24 Jg. Ht. 9, ss. 342 ~ 344, Sept. 1974.
- 5) 服部 他, 流動コンクリートについて, セメント技術年報, XXX, pp. 254 ~ 258, 昭 51. 12.
- 6) 嵩 他, 高性能減水剤の遅延添加による高流動コンクリートの研究(第1報, 添加時間の影響および長期の諸性状について), 日本建築学会大会学術講演梗概集(構造系), pp. 85 ~ 86, 昭 51. 10.
- 7) 日本建築センター基礎評定委員会, 高温レラクセーション小委員会, 高温におけるPC鋼棒および鋼線のレラクセーションに関する共同試験結果報告書, ビルディングレター, 71-28, pp. 1 ~ 11, 1971.
- 8) 長瀧, 米倉, 横田, オートクレーブ養生下の体積変化におよぼすセメントおよび混和材の影響, セメント技術年報, XXXII, pp. 327 ~ 331, 昭 53. 12.
- 9) 町田 他, 岩鼻PCトラスの設計と施工(1)設計編, プレストレストコンクリート, Vol. 17, No. 3, pp. 40 ~ 55, 昭 50. 6, 同(2)施工編, 同 Vol. 17 No. 4, pp. 4 ~ 14, 昭 50. 8, 同(3)試験編, 同 Vol. 17 No. 5, pp. 1 ~ 14, 昭 50. 10.
- 10) 六車 熙, プレストレストコンクリートの現状と将来, 建築技術者のためのプレキャストプレストレストコンクリート(フドウ建研発行), p. 9 ~ 35, 昭 50. 11.
- 11) 六車 熙, 超高強度PCくいの開発研究, PC技術協会第18回研究発表会講演概要, pp. 25 ~ 26, 昭 53. 11.
- 12) 六車 熙, 超高強度PCくいの改善に関する研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp. 29 ~ 32, 昭 52. 5.
- 13) S. Inomata, Commission on seismic structures, Chairman's report, Proc. of the 8th FIP Congress, London, Part 2, pp. 45 ~ 50, May 1978.
- 14) R. Park & K. J. Thompson, Load deformation behaviour of beam-column assemblies, Proc. of the 8th FIP Congress, London, Part 2, pp. 91 ~ 102, May 1978.
- 15) R. Park & K. J. Thompson, Some recent research in New Zealand into aspects of the seismic resistance of prestressed concrete structures, Proc. of the 12th New Zealand PCI Annual Meeting, pp. 98 ~ 108, Aug. 1976.
- 16) Seismic Committee of the New Zealand Prestressed Concrete Institute, Recommendations for the Design and Detailing of Ductile Prestressed Concrete Frames for Seismic Loading, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 9 No. 2, June. 1976.
- 17) 六車 熙, 鉄筋コンクリート断面の破壊時コンクリート圧縮ひずみに関する研究, 材料, 第24巻, 第260号, pp. 441 ~ 446, 昭 50. 5.

- 18) 六車, 渡辺, 田中, 桜井, 中村, コンクリートの曲げ圧縮限界ひずみの改善に関する研究, 第24回構造工学シンポジウム「構造の非線形問題」論文集, pp. 109~116, 昭 53. 2.
- 19) 六車 熙, コンクリートの曲げ圧縮限界ひずみに関する研究, 日本材料学会第26期学術講演会前刷, pp. 89~90, 昭 52. 5.
- 20) H. Muguruma et al, Study on improving the flexural and shear deformation capacity of concrete member by using lateral confining reinforcement with high yield strength, Proc. of the AICAP-CEB Symposium on Structural Concrete under Seismic Actions, Rome, Vol. 2, pp. 37~44, May 1979.
- 21) 六車 熙, 横補強筋によるコンクリートの圧縮じん性改善, コンクリート工学, Vol. 17 No 2, pp. 50~51, 昭 54. 2.
- 22) 六車, 渡辺, 田中, 勝田, コンクリートの圧縮じん性増大による P C 部材の曲げじん性改善, P C 技術協会第19回研究発表会講演概要, pp. 11~12, 昭 54. 11.
- 23) K. Nakano & S. Okamoto, Test results on beam-column assemblies, Proc. of the 8th FIP Congress, London, Part 2, pp. 58~69, May 1978.
- 24) H. Muguruma, Study on hysteretic behaviour of statically indeterminate prestressed concrete frame structure subjected to reversed cyclic lateral load, Proc of the AICAP-CEB Symposium on Structural Concrete under Seismic Actions, Rome, Vol. 3, pp. 37~44, May 1979.
- 25) 六車 熙, プレストレストコンクリート世界の動向 - アンボンドプレストレストコンクリート - 最近の発達と問題点, P C 技術協会昭和53年度講習会テキスト「プレストレストコンクリート世界の動向と新道路橋示方書による設計計算例」, pp. 25~61, 昭 54. 1.
- 26) 六車 熙, コンクリート系構造物の設計法 - 学会計算規準をめぐる諸問題, 建築雑誌, Vol. 93 No 1136, pp. 21~25, 昭 53. 6.
- 27) A. Siriaksorn & A.E. Naaman, Serviceability Based Design of Partially Prestressed Beams, Part 1, J. of PCI, Vol. 24 No 2, pp. 64~89, March/April 1979.
- 28) Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77), American Concrete Institute, 1977.
- 29) CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, CEB-FIP International Recommendations, 1978.
- 30) 猪股俊司, III種 P C 部材の設計計算, プレストレストコンクリート標準示方書解説資料(コンクリートライブラリー第44号), pp. 77~84, 昭 54. 7.
- 31) E. W. Bennett & N. Veerasubramanian, Behaviour of non-rectangular beams with limited prestress after flexural cracking, J. of ACI, Vol. 69 No 9, pp. 533~540, Sept. 1972.
- 32) 六車 熙, アンボンドプレストレストコンクリート (IV), G.B.R.C., Vol. 3 No 1, pp. 6~13, 昭 53. 1.

PC港湾構造物の設計について

§1 港湾構造物

1.1 港湾の機能と施設

1.1.1 港湾

陸上貨物が海上貨物に変換する所、あるいは海上貨物が陸上貨物に変換する所が港湾である。具体的にいえば、港湾において、自動車や鉄道貨車で運ばれてきた貨物が降され、そして、やがて船に積込まれて船出してゆき、また、貨物船などで運び込まれてきた貨物が降され、やがてトラックなどで運び出されてゆく。港がこの機能を円滑にはたすためには、船舶を安全かつ効率よく出入港させ、かつ、港内に何時でも安全に停泊せしめうることを、船内へあるいは船内から貨物を効率よく荷役できること、荷役されるべき貨物を確実かつ効率よく整理し、一時保管できること、貨物を円滑に港の内外に搬入出できること、などが求められる。これに応えるために、港には水域施設、外かく施設、係留施設、荷さばき施設、保管施設および臨港交通施設などが整備されている。

1.1.2 水域施設

水域施設は航路、出入港する船舶の通路、および泊地、港内に船舶が停泊する水面、などであ

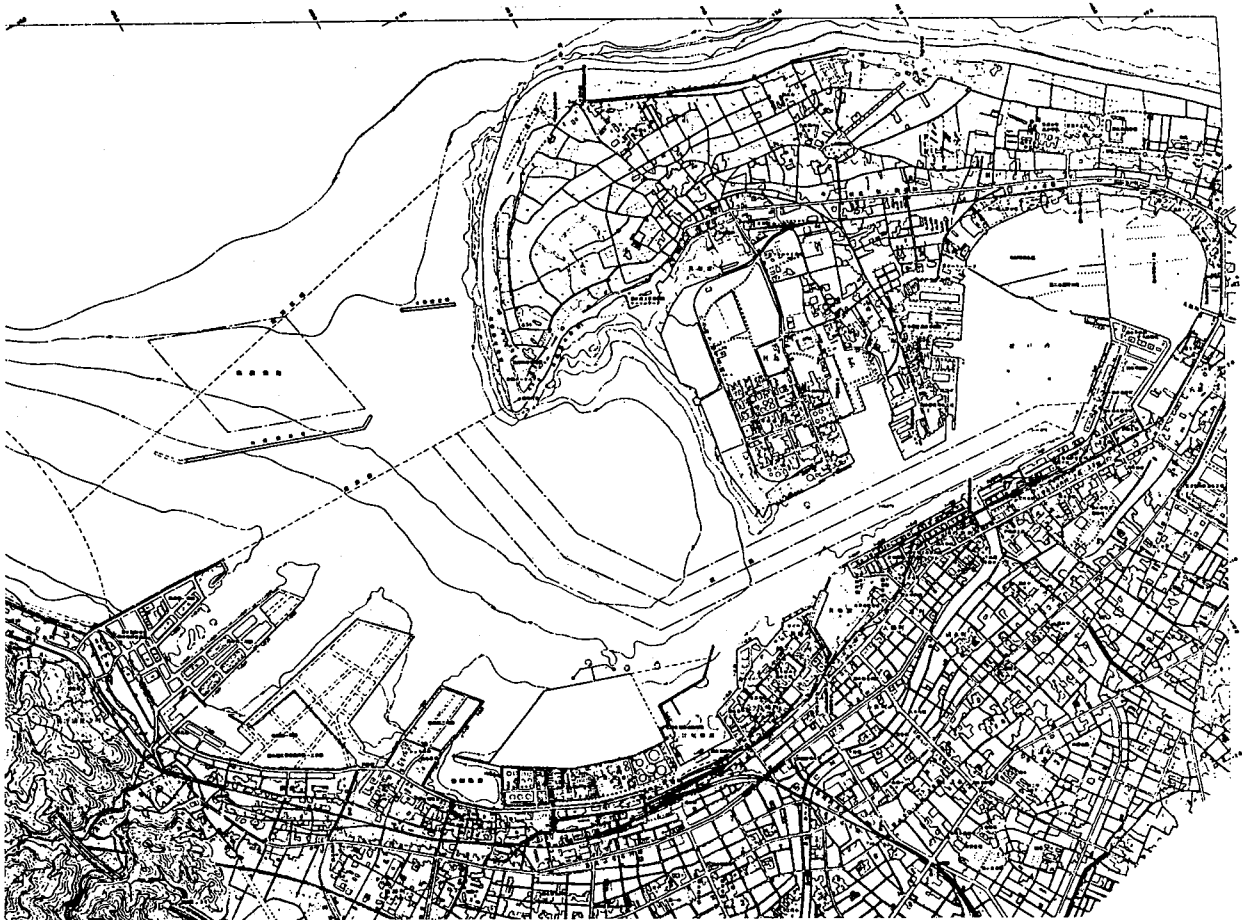


図1 港湾平面図

る。いずれも静穏であり、そしてまた、それぞれの機能を充足させるに十分な広さ、水深ならびに形状が必要である。それぞれの設置位置において、自然水深が出入港船舶の吃水に対して充分深ければ、港湾計画に応じてそれぞれを設定することだけで航路や泊地はできあがってしまう。また、自然水深が浅くても、計画に応じて必要範囲を浚渫すれば、航路や泊地は形成されるので、水域施設は構造物という分類には入らない。

1.1.3 外かく施設

波が港内に停泊している船舶、荷役中であれ非荷役中であれ、船舶を動揺させることは望ましいことではなく、また、波が港内にある諸施設を破損することも避けなければならない。強烈な波力に耐えうるような大型構造物を建造しえなかった昔には、波の来襲を防いでいる岬や島のかげに、あるいは河筋に港が建設されていた。しかし、経済、社会情勢の発展にともない、港に出入する船舶の隻数は増大するし、また、船型も大型化してきたので、これに対応して港湾区域の拡大および増深が必要となり、必然的に港湾は岬の裏側よりはみ出し、次第に沖側に移行することになった。この場合には、静穏な港内水面を確保するべく、防波堤などで港を囲む必要がある。このように、外海の波を港内に進入させない防波堤や防波護岸を外かく施設と呼ぶ。当然のことながら、外かく施設は強烈な波力に耐える強固な構造物であるとともに、波が港内に進入することを防止するに充分な天端高と延長が必要である。代表的な防波堤の断面形状を図2に示す。

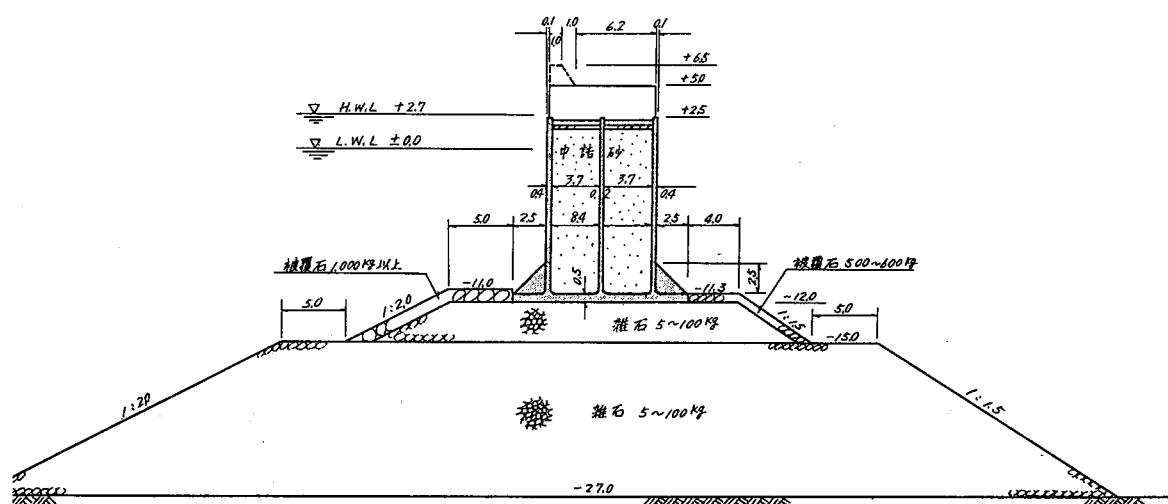


図2 ケーソン防波堤断面図

1.1.4 係留施設

船舶を陸岸に横付させて荷役を行うことが、つまり接岸荷役が効率上からも最適であることは容易に理解できる。つまり、接岸荷役では船に積込むべき貨物を上屋から舷側まで直接ホークリフトで運搬することができるし、船より降された貨物も手早く上屋に運びこむことができるし、時間的にも空間利用上からも効率的である。しかし、接岸荷役のためには、大型船が出入でき、安全に停泊しうる深さと広さをもった海面（バース）と、これに隣接し、かつ、荷役機械などが自由に作業しうるとともに貨物を仮置きするに充分な広さをもつ平坦な地上空間（エプロン）が必要である。このような機能をもった構造物として岸壁、さん橋、シーバース等があり、係留施設と総称されている。代表例としてケーソン岸壁の断面を図3に示す。なお、シーバースは、陸地に隣接している他の係留岸とは異り、陸岸より離れた沖合に設置され、原油など液体貨物のみ

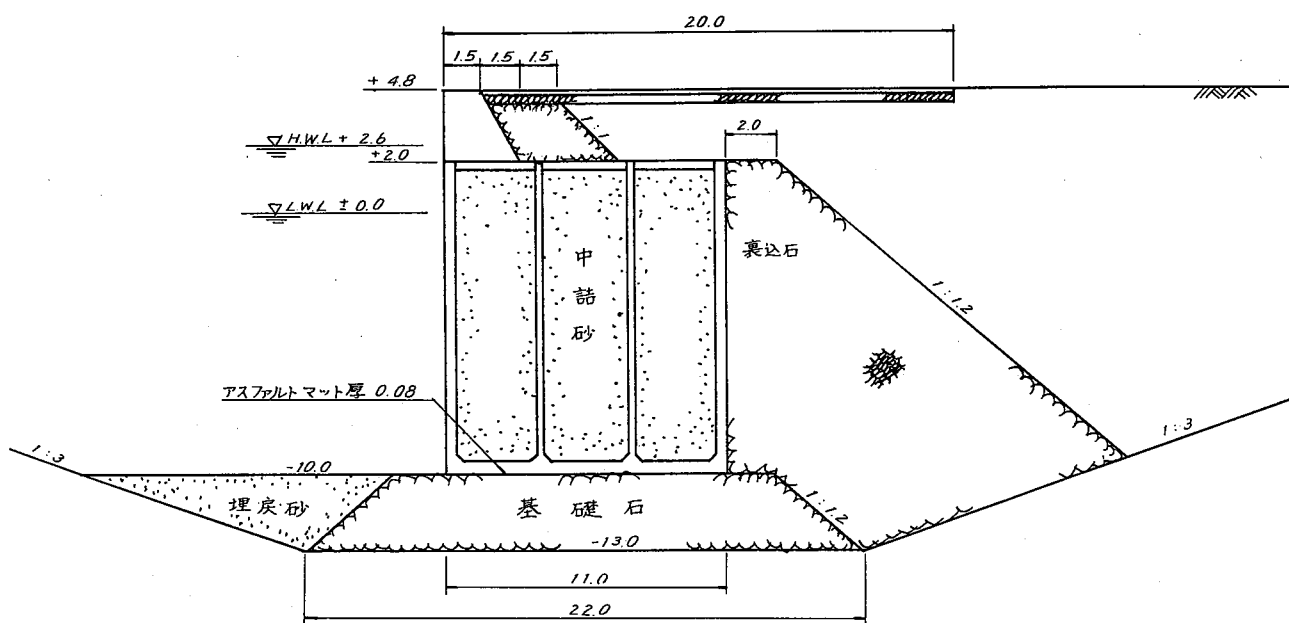


図3 ケーソン岸壁の断面図

取扱うものである。

1.1.5 臨港交通施設

トラックが主体となって港湾貨物を港湾に搬出入するので、埠頭内にはトラックなどの交通のために道路が配置されている(図4参照)。古い港や外国の港では鉄道も港湾貨物の輸送にたずさわっているので、埠頭内に道路とともに鉄道が敷設されている。これら臨港道路と臨港鉄道は臨港交通施設と呼ばれるが、通常の道路および鉄道の構造と全く同じものである。

1.1.6 荷さばき施設および保管施設

かりに、船への荷役にあわせて遅滞なく貨

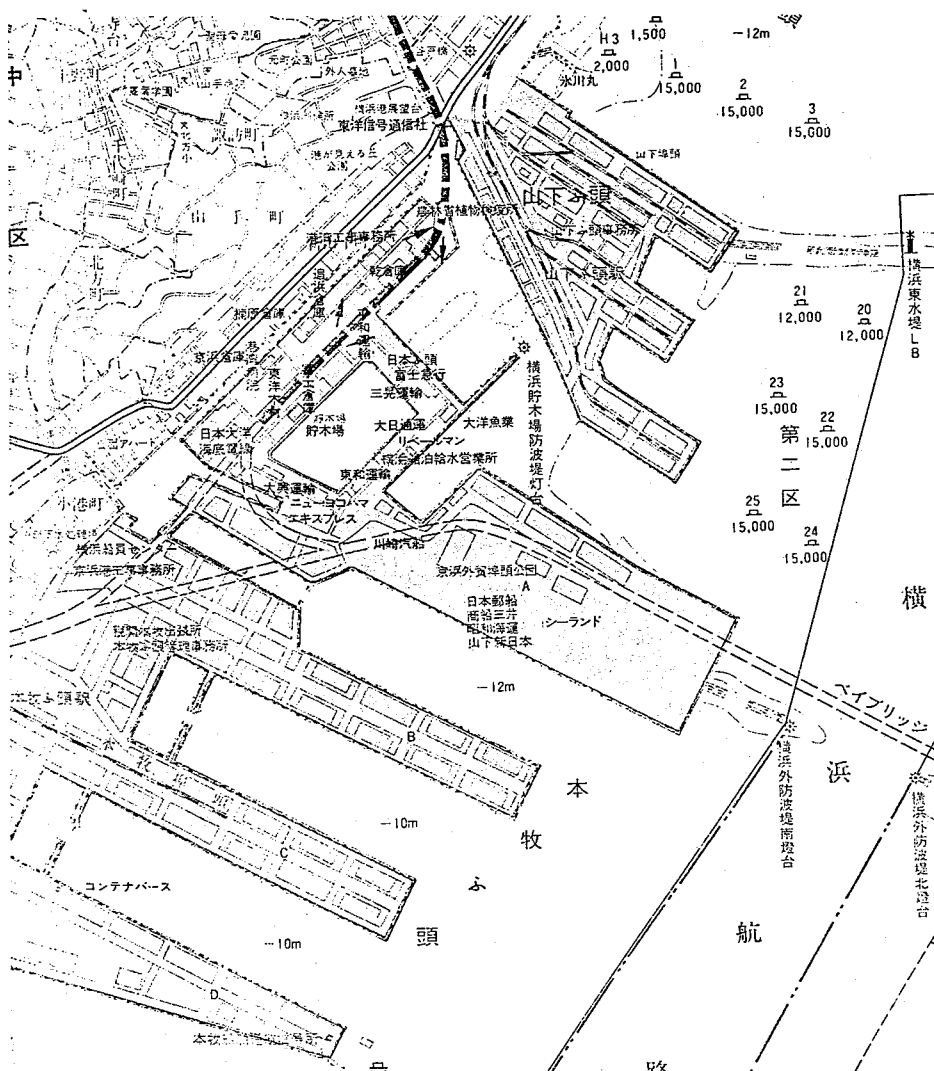


図4 埠頭平面図

物がトラックにより直接舷側に運び込まれたり、運び出されてゆくとすれば、港には貨物の一時仮置き施設は不要である。しかし、実際問題として大量の貨物を遠くから運び込むのを船の荷役に合せることは不可能であるし、狭いエプロンにトラックが集中することも荷役効率を阻害するし、輸出入手続きには貨物を港内に一時保留させねばならないなどで、仮置きせざるをえない。また、荷役を円滑にすすめるためにも、貨物の仕分け整理、横持ちなどに、また荷役機械の作業に空間が必要である。これらの空間が荷さばき施設であり、エプロン、上屋、コンテナヤードである。保管施設としては野積場、倉庫がある。上屋、倉庫以外はすべて単なる舗装された広場であるし、上屋・倉庫も天井が高く柱の少いという特徴はあるけれども建物であることには変りはない。

1.2 主要港湾構造物の構造型式

1.2.1 港湾構造物の特徴

港湾の主要構造物は防波堤、係船岸および護岸である。その機能上からいずれの構造物もその大半を海面下に没しているし、また、波圧や土圧など大きな横荷重に耐えねばならぬ構造物である。

これら構造物の施工は必然的に海上工事を伴うことになり、時によっては海中工事も必要となる。海上工事は気象、海象条件の影響を受けやすく、気象、海象状態が多少悪くなると施工は難しくなり、さらに悪化すれば不可能になる。したがって、当然のこととして工事時期は静穏な時季に設定されるが、工期そのものも短縮されるように、いろいろな工夫がなされる。一方、海上工事は必然的に作業船を利用することになるが、船は重量物の運搬に適しているので、重い大型部材や大型工事機械の取扱いは陸上工事ほど難しくない。また、浮力を利用して大型部材を運搬できることも海上工事の利点である。このように、大型材料を用いて工期の短縮を図ることができる。

1.2.2 重力式構造物

ケーソン工法は典型的港湾構造物であり、地盤条件のよい地点に建設される防波堤や岸壁に数多く用いられている。建設地点に捨石を投入し、これを均してマウンドを形成する。造函工場などで製作されたケーソンを海上に引出してから、沈設現場に曳航し、注水して沈設し、引続いて中詰砂を投入し、ついで、フタコンクリートを打設し

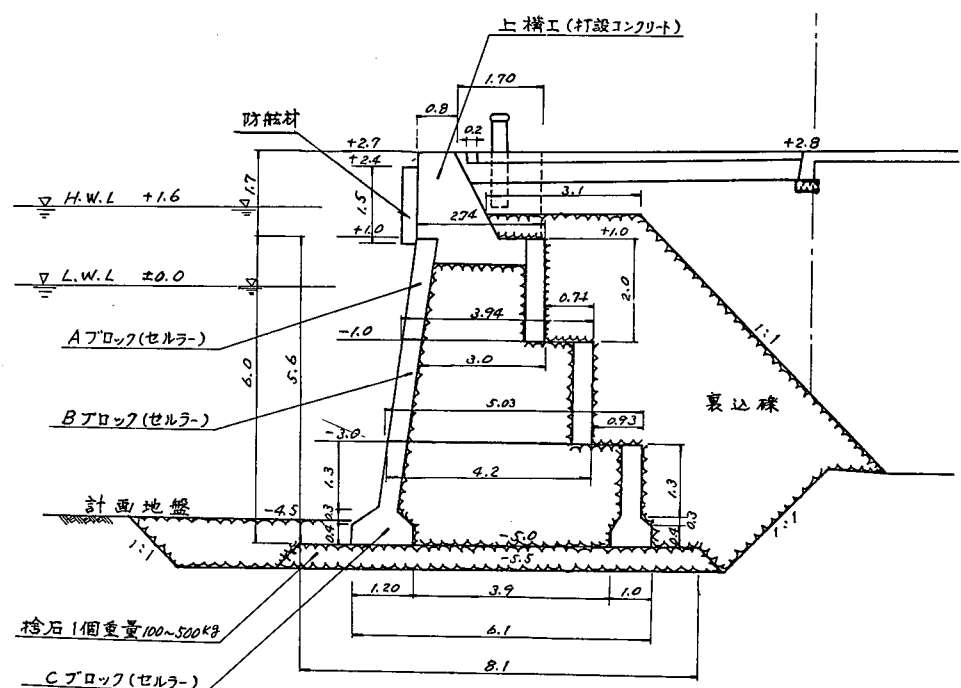


図5 セルラーブロック積岸壁の断面図

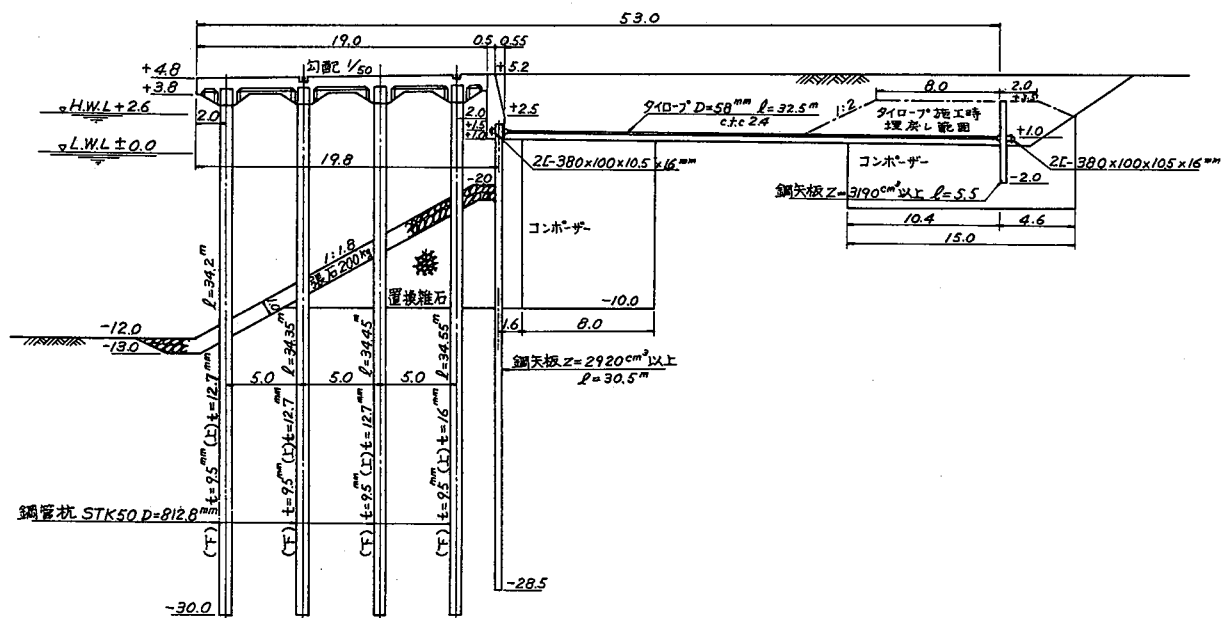


図7 横さん橋の断面図

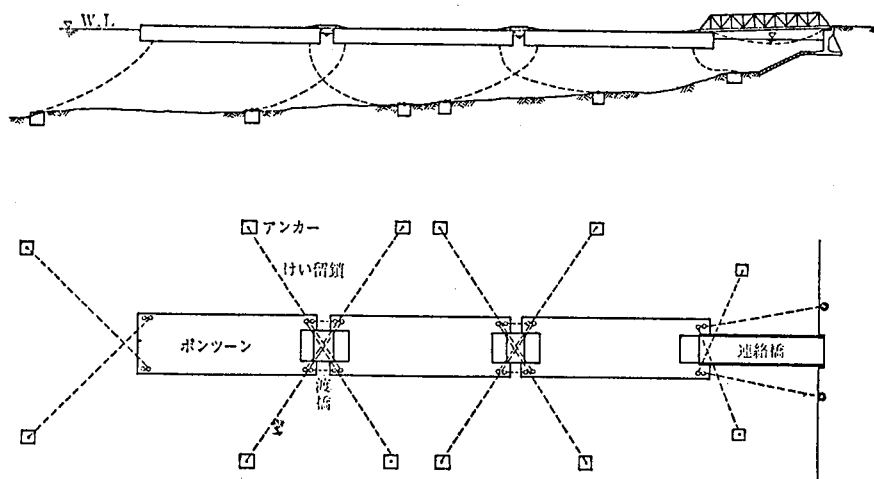


図8 浮さん橋の平面図，側面図

がある場合には、ケーソン前面に消波ブロックを積上げて波圧の軽減を図ることがある。同様に、防波護岸前面にも洗掘防止、根固めなどのために消波ブロックを捨込むことが多い。

§2 港湾構造物に用いる主要土木材料

2.1 既利用の土木材料

2.1.1 土砂および捨石

土砂は土木材料として通常一番安価なものであり、したがって、多分野において大量に用いられている。港湾においても、用地造成の埋立材料、岸壁背後の裏埋め材、ケーソンの重量を増加せしめる中詰め材など多角的に大量用いられている。

石材は捨石材、土圧軽減効果を狙っている裏込め材、路盤材などに用いられる。捨石マウンド

は施工が単純であるし、また、大きな荷重に対する耐力もあり、荷重分散効果もあわせもっている。大きな地盤支持力を必要とする重力式構造物の基礎としては最適なものである。このほか、捨石は海底地盤あるいは斜面の砂層表面の被覆材に、大きな石塊は捨石層の被覆材に用いられる。

2.1.2 コンクリート

コンクリートは石材と同様に耐久性に優れた材料であるから、無筋コンクリート、鉄筋コンクリートの部材として広範囲に用いられている。特殊な場合には、プリストレスドコンクリートがその特性をいかして使用されることもある。

無筋コンクリートは重量を必要とするブロックならびにマッシュな現場打ちコンクリートに用いられる。前者の例としてはブロック積物揚場の方塊、外かく施設の根固め方塊、各種消波ブロックなどに、後者の例としては防波堤上部工コンクリートなどである。

鉄筋コンクリートは当然のこととして部材強度を必要とする場合に用いられ、ケーソン、セルラブロック、L型など重力式構造物の主要躯体、さん橋の上部工と渡版、矢板岸壁の控え工などに用いられている。鋼管杭との結合を必要とするために、コンクリートを現場打ちせざるをえないさん橋上部工などの例を除くと、これら鉄筋コンクリート部材はコンクリート打設条件のよい所で製作して高品質のコンクリート製品とし、その後現地に運搬設置するプリキャスト方式である。

基礎杭や渡版など小型プリキャスト製品には、さらに高品質のプリストレスド製品が用いられることもある。

2.1.3 鋼材

高強度を必要とする部材、特に張力ならびに曲げが働く部材に鋼材が用いられる。大型係船岸はほとんど鋼材を用いた鋼矢板岸壁、鋼管杭横さん橋ならびにドルフィンである。したがって、よく用いられる鋼材は鋼矢板、鋼管杭であり、タイロッドも主要な鋼材である。

鋼材は腐食しやすい材料であるにもかかわらず、腐食環境としては悪い状態である海水と常時接触する状態で使用する。鋼製港湾構造物は腐食の危険にさらされている。しかし、その強度特性の利点は捨てきれず、さまざまな防食対策、たとえば、コンクリート材による被覆、充分な腐食代、電気防食など、を用いて鋼材を利用している。

2.2 PSコンクリート材の導入

PSコンクリート材はごく限られたもの以外は日本の港湾構造物に用いられていない。その理由としていろいろと挙げられるが、ここでは港湾構造物の主要部材である鉄筋コンクリートおよび鋼材との差異を考察し、その導入の可能性を考えてみる。

PSコンクリートは鉄筋コンクリートと同じ性格の材料なので、共通する点が多いが、次のような特徴をもっている。

- イ. 曲げおよび圧縮の両面において優れた強度をもっている。この特徴は断面の削減に役立ち、部材の軽量化に結びつく。地震力の抑制に役立つ。
- ロ. 海洋環境における耐久性に優れている。材質自体の高品質と部材の変質を促進するひびわれの抑制、発生頻度や幅や継続時間の減少、が相まって耐久性を高めている。
- ハ. 高価である。

ニ. 設計および施工の両面において未経験の人々が多く、導入に対する抵抗感が強い。

鋼材との差異は次の通り。

イ. 海洋環境における耐久性は著しく優れている。

ロ. 部材は重く、断面積も大きい。根入れを必要とする部材として用いると、貫入抵抗が大きくなり、十分な根入れ長を確保することが困難になる恐れがある。

ハ. 港湾技術者の経験がきわめて少いので、導入に対する抵抗感が強い。

P Sコンクリートを港湾構造物に導入するに当たって、可能性の高い分野はほぼ同じ性格の部材である鉄筋コンクリートの分野である。しかし、コストが高い点が支障となって、簡単には鉄筋コンクリートの代りとなりえない。現在、一部代替ができたのはさん橋上部工のみに過ぎない。今後とも、P Sコンクリートが港湾構造物の部材として取入れられてゆく分野は、その強度特性が活用されてコスト高を克服しうる特殊な分野に限られるものと思われる。

§3 港湾構造物の設計法

ここで、P Sコンクリートに多少関係がありそうな主要港湾構造物の設計について説明する。紙数に制限あるため、具体的には記述できず単に概要だけにとどめておく。詳細なことを調べる必要があれば、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」日本港湾協会 54年3月 を参考されたい。なお、以下本文において上記基準を港湾技術基準と呼ぶ。

3.1 重力式構造物の設計

本質的には陸上構造物と同じ手法で設計を行う。異っている点は、防波堤に働く荷重の主体は波力であること、構造物の主要部および裏込め土の大半には常に浮力が作用していること、したがって、地震時慣性力および地震時土圧の計算には特別な配慮が必要なことなどである。

3.1.1 ケーソン防波堤の設計

ケーソン防波堤の設計手順は図9に示す通りである。外力計算は波力、静水圧、浮力および自重などであり、中心は波力計算である。

3.1.2 波力の計算

防波堤直立部（ケーソン）に作用する波圧は合田が提案した式により計算する。波圧は直線分布するものとみなし、その値は次の通り（図10参照）。

$$p_1 = (\alpha_1 + \alpha_2) w_0 H_D \quad \text{静水面における波圧}$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)}$$

海底面における波圧

$$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1 \quad \text{堤体底面における波圧}$$

$$\eta^* = 1.5 H_D$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right\}^2$$

$$\alpha_2 = \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2 \quad \text{または} \quad \frac{2d}{H_D}$$

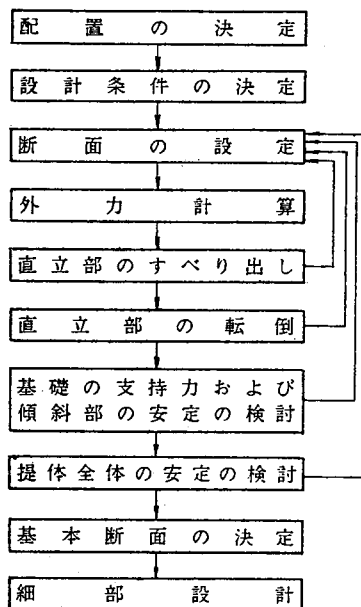


図9 ケーソン防波堤の設計フローチャート

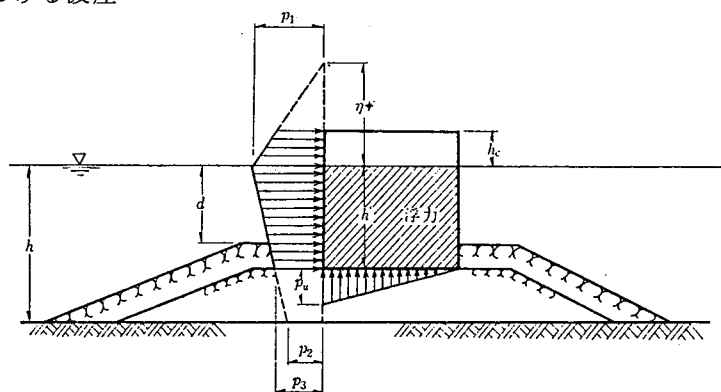


図10 直立堤に作用する波圧分布

のうちいずれか小さい値

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right]$$

ここで, H_D : 設計計算に用いる波高

h_b : 直立壁前面から沖側へ有義波高の 5 倍だけ離れた地点の水深

w_0 : 海水の単位体積重量

L : 水深 h における設計計算に用いる波長

である。なお, α_1 および $1/\cosh(2\pi h/L)$ の値は港湾技術基準などに図表として表示されている。

揚圧力は三角形分布するものとみなし, 次式で表す。

$$P_n = \alpha_1 \cdot \alpha_3 w_0 H_D \quad \text{前趾における揚圧力}$$

3.1.3 ケーソン(直立部)の安定計算

ケーソンの安定は滑動, 転倒および基礎の支持力に関する安定度で判定される。滑動および転倒に関する安全率を表 1 に示す。ここで防波堤は波が港内に進入することを防止する施設であるから, 波力は常時荷重として設計する。異常時荷重は地震時荷重である。

表 1 重力式構造物の安全率

	常 時	異常時(主として地震時)
滑 動	1.2 以上	1.0 以上
転 倒	1.2 以上	1.1 以上

波力など横荷重をうけているケーソンは当然基礎に偏心かつ傾斜している反力を与えているので, 基礎の支持力に関する検討は偏心傾斜荷重に対して進める。その一例として荷重分散法(図 11 参照)がある。これは捨石層を介して基礎地盤に分散した堤体反力分布の最大値 P'_1 が許容地盤支持力以下であることを確かめる方法である。この他にいくつかの手法がある。

3.1.4 重力式岸壁の設計

重力式岸壁の設計は図 12 に示した手順で行う。ここで岸壁に作用する荷重としては, 載荷重, 自重, 土圧および残留水圧, 浮力, 地震力, 船舶のけん引力である。載荷重は取扱い貨物の種類, 荷姿, 量, 取扱い方

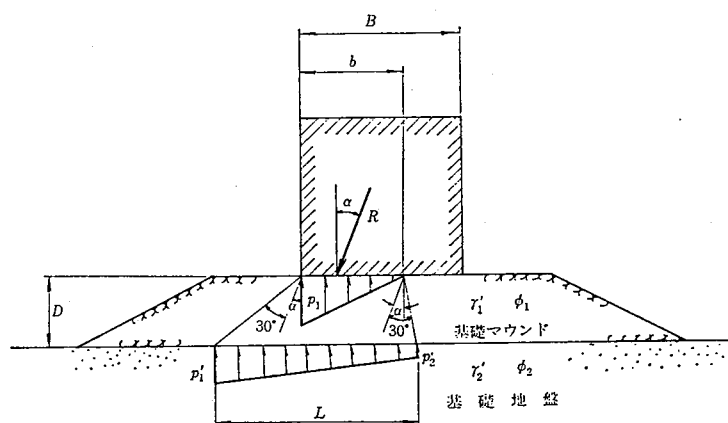


図 11 偏心傾斜荷重による地盤反力分布

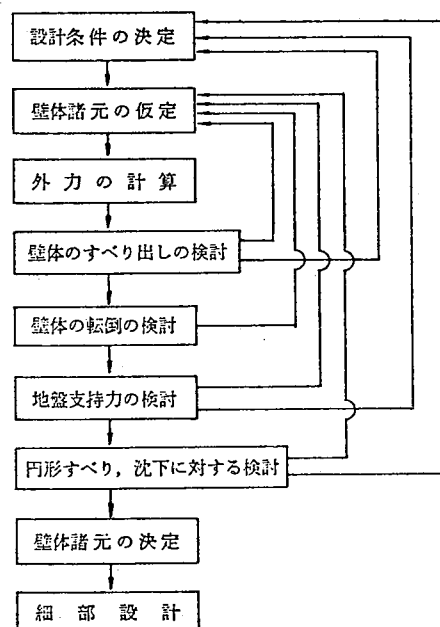


図 12 重力式岸壁の設計フローチャート

法、積載期間などを充分考慮して決める。一般雑貨埠頭のエプロン上の載荷重は1~2t/m²をとる例が多い。残留水圧は岸壁前面と海面と背後の埋立土砂の地下水面との水頭差であり、重力式岸壁では潮差の1/3を標準としている。地震力は岸壁自体および載荷重の地震時慣性力ならびに地震時土圧などである。地震力は質量に応じて定まるものであって、地盤反力や常時土圧のように浮力によって軽減しないことに留意せねばならない。地震土圧計算においては、常時土圧計算と同じ手順で計算できるようにするため、見かけの震度 k' を用いる。設計震度 k とみかけの震度 k' との間には次の関係がある。

$$k' = \frac{r}{r-1} k$$

ここで、 r は水で飽和した土の空中単位体積重量である。地震時土圧係数の数表は港湾技術基準などに示されている。船舶のけん引力は船舶の大きさおよび係留方式によって異なる。その値を表2に示す。

表2 船舶のけん引力

船 型 (総トン)		直柱に作用するけん引力 (t)	曲柱に作用するけん引力 (t)
200 を超え	500 以下	15	10
500	1,000	25	15
1,000	2,000	35	15
2,000	3,000	35	25
3,000	5,000	50	25
5,000	10,000	70	35 (25)
10,000	15,000	100	50 (25)
15,000	20,000	100	50 (35)
20,000	50,000	150	70 (35)
50,000	100,000	200	100 (50)

注) () 内はバースが一定している場合の係留施設の中間部にスプリングをかけるための係船柱で、係船索が2本以上かけられるおそれのない場合の力である。

3.2 矢板岸壁の設計

矢板岸壁の設計は図13に示す手順で行う。矢板岸壁に働く残留水圧は残留水位差が潮差の2/3とみなす。矢板岸壁の設計のポイントは、矢板の根入れ長および断面の決定、タイロッドの断面および長さの決定、控え工の設計である。

3.2.1 矢板壁の設計

根入れ長はタイ取付け点に関する受働土圧などが形成する抵抗モーメントと主働土圧などによる回転モーメントとの比が許容値におさまるように決める(表3参照)。通常の鋼矢板の曲げモーメントならびにタイ張力はタイ取付け点と海底面を単純支承とみなし、海底面以浅の土圧などを荷重とした仮想梁の曲げモーメントと支承反力に等しいとみなす。しかし、P S コンクリートと矢板のような剛な矢板を用いた岸壁では、矢板の曲げモーメントが0となる点が海底面より下にさがるので、たわみ曲線法により計算するか、海底面支承を主働土圧などと受働土圧などとか等しくなる点まで下げた仮想梁法

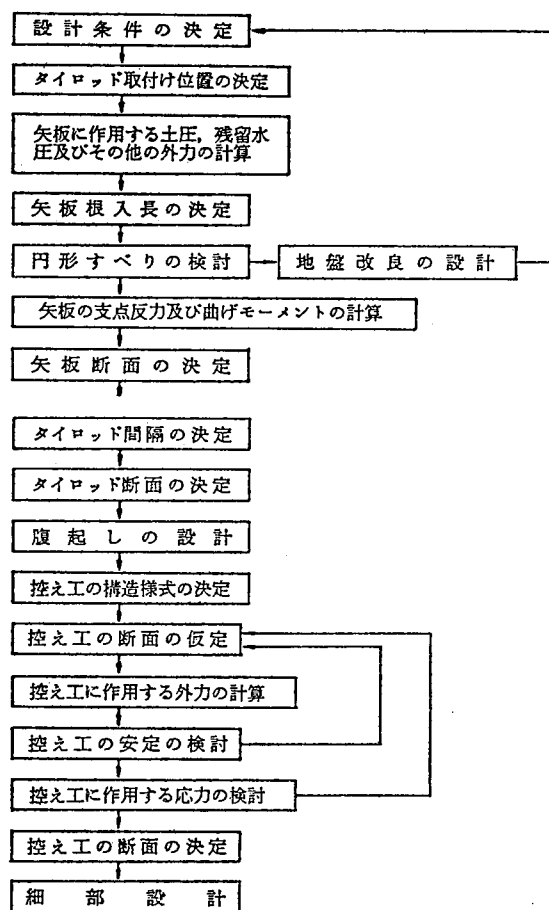


図13 矢板岸壁の設計フローチャート

により計算する。

3.2.2 控え工の設計

控え工は控え版、控え矢板および控え杭といろいろな型式があるが控え版が代表的なものである。控え版は十分な受働土圧を期待できるように、原則として海底面と矢板との交点より立ち上ってくる主働崩壊面と控え版の下端より始まる受働崩壊面が交錯しない範囲に矢板壁より離して配置する。また、控え版は受働土圧力がタイ張力と主働土圧の和に安全率（表3参照）を乗じた値となるようにその形状を定める。

控え版の断面を決定するに当っては、タイ張力に対する地盤反力は等分布であると仮定して、版の水平方向の曲げモーメント M_h ならびに鉛直方向の曲げモーメント M_v を次の値とみなす。

$$M_h = T\ell/12 \quad (t-m), \quad M_v = Th/8\ell \quad (t-m/m)$$

ここで、 T はタイ張力、 ℓ はタイロッド間隔、 h は控え版の高さである。

3.3 横さん橋の設計

3.3.1 直杭式横さん橋の設計

横さん橋は横荷重に対する杭の挙動に応じて直杭式と斜杭式とに分かれ、杭の設計手法もそれぞれ異なる。しかし、護岸および上部工の設計では両者はほぼ同じである。直杭式横さん橋の設計手順は図14に示す通り。土留め護岸はブロック積み護岸あるいは矢板護岸が多い。これらの設計は3.1および3.2に準じて行う。

3.3.2 横さん橋に働く外力

横さん橋に対する設計外力のうち支配的なものは、杭に関してはアンローダー反力の如き大活荷重、地震力、船舶の接岸力とけん引力であり、上部工に関しては上載荷重、床版に関しては集中荷重、たとえばモービルクレーンのアウトリガー反力である。

接岸せんとする船舶の衝撃力を軽減するために、係船岸には防舷材を

表3 矢板岸壁の安全率

	常時	地震時
根入れ長(砂盤)	1.5以上	1.2以上
〃(粘土地盤)	1.2以上	1.2以上
控え板	2.5以上	2.0以上
タイロッド $\left(\frac{\text{許容応力}}{\text{保証降伏応力}}\right)$	40%以下	60%以下

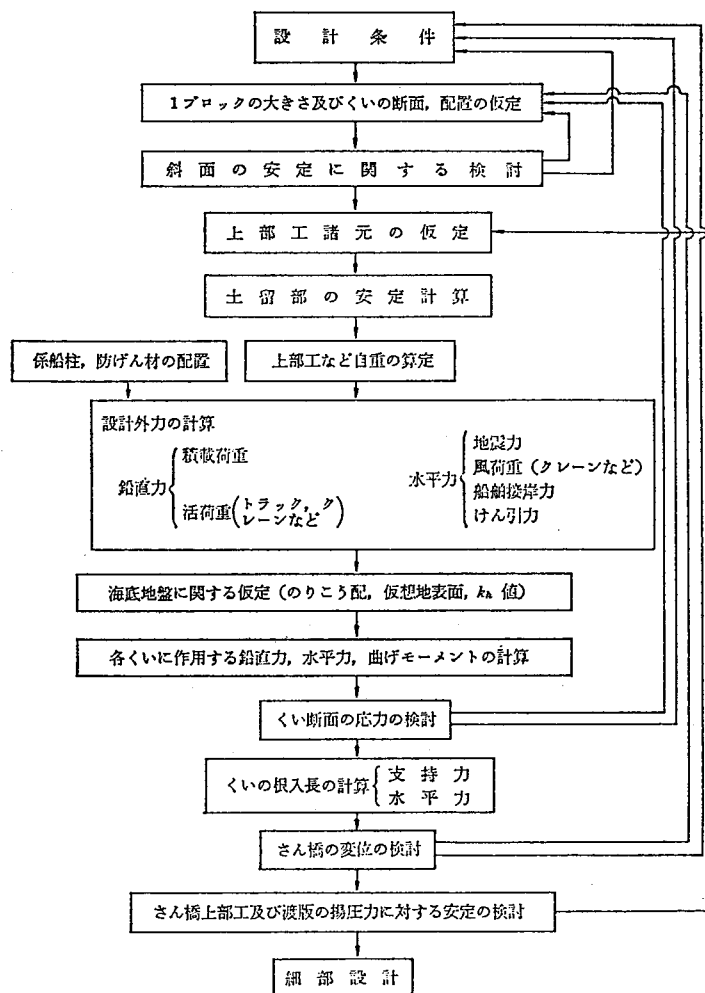


図14 直杭式横さん橋の設計フローチャート

取付ける。日本においては大型係船岸の防舷材はほとんどゴム防舷材である。接岸しつつある船舶に押されてゴム防舷材は変形し始めるが、船舶が停止した瞬間、船舶の運動のエネルギーは防舷材の変形エネルギーに変換するので、係船岸への衝撃力は防舷材の変形反力に等しいとみなせる。通常の防舷材配置の場合、船舶の衝突エネルギー E は次式で表される。

$$E = \frac{1}{49} \left(W_d + \frac{\pi}{4} D^2 L w_0 \right) V^2$$

ここで、 W_d 、 D 、 L はそれぞれ船舶の排水量、吃水および船長であり、 V は接岸速度であり、普通 0.3 m/秒 以下の値とする。

3.3.3 直杭の設計

さん橋を剛支承の多柱ラーメンと仮定して、さん橋を支える直杭の応力計算を行う。この際、みかけの剛支承の位置は設計海底面より次式に示す値 $1/\beta$ だけ下方にあるものとする。

$$1/\beta = \left(\frac{4EI}{k_h D} \right)^{1/4}$$

ここで、 D および EI は杭の直径と曲げ剛度、 k_h は横方向地盤反力係数であり、実測値がなければ次式で決めてもよい。

$$k_h = 0.15 N \quad (\text{kg/cm}^2)$$

ここで、 N は海底面から $1/\beta$ 程度下方の点における N 値である。なお、斜面の影響を考慮して、斜面部では斜面構成土の半分のみが地盤として有効な横方向反力を与えるものと仮定し、設計海底面は斜面土厚の中央に設定する。

さん橋がねじれ回転を起さぬように、水平荷重が作用した場合、各杭に分配される水平荷重 H_i は次式で表わされる。

$$H_i = H \left\{ (EI)_i / (h_i + 1/\beta_i)^3 / \sum (EI)_i / (h_i + 1/\beta_i)^3 \right\}$$

ここで、 h_i は各杭の設計海底面からの突出長である。これら水平荷重により各杭の杭頭モーメント M_i は次の値となる。

$$M_i = \frac{1}{2} H_i (h_i + 1/\beta_i)$$

杭の軸力は鉛直荷重によるものと水平荷重によるもの hP_i の和である。鉛直荷重によるものは上部工の支承反力として計算され、水平荷重によるものは上部工主梁の支承端曲げモーメント $M_{i,i+1}$ (i 番目の杭頭における $i+1$ 番目杭の曲げモーメント) 等によって次式で表わされる。

$$hP_i = (M_{i-1,i} + M_{i,i-1} - M_{i,i+1} - M_{i+1,i}) / \ell$$

ここで、 ℓ は杭間隔である。なお、杭頭モーメント M_i と主梁の支承端曲げモーメント $M_{i,i+1}$ との間には次の関係があるものとみなす。

$$M_{i,i-1} = aM_i, \quad M_{i,i+1} = bM_i$$

ここで、 a および b は表 4 に示す値である。

杭は鉛直荷重に対しても十分な支持力をもつとともに、水平荷重に対しても十分な支持力を与えるような根入れ長が必要である。水平荷重に対する必要根入れ長は $3/\beta$ である。なお、有効根入れ長は設計海底面より計算す

表 4 横さん橋上部工における杭頭モーメントと主梁の端モーメントとの関係

杭の位置	1 番 目	2 番 目	
スパン数	—	2	3
a	1.0	0.6	0.5
b	—	0.6	0.7

る。

さん橋の変位量 Δ は、ねじれを起さない時は次の値となる。

$$\Delta = H / \Sigma \left\{ 12 (EI)_i / (h_i + 1 / \beta_i)^3 \right\}$$

3.3.4 上部工の設計

上部工の設計に用いる荷重の組合せは次の通り。

床版および渡版

- イ. 自重 + 積載荷重
- ロ. 自重 + 活荷重
- ハ. 自重 + 揚圧力

梁

- イ. 自重 + 積載荷重
- ロ. 自重 + 活荷重
- ハ. 自重 + 水平力による影響 + 積載荷重の一部
- ニ. 杭の弾性沈下の影響

この計算にあたっては、活荷重の衝撃荷重および制動荷重の影響は考えない。

3.4 浮きさん橋の設計

浮きさん橋の設計は図15に示した手順で行う。ポンツーンに作用する外力としては、積載荷重および活荷重、渡橋および連絡橋の支点反力、水圧、自重、カウンターウエイトである。

3.4.1 ポンツーンの安定

ポンツーンが次の条件を満足している時に、ポンツーンは安定である。

- イ. 陸岸との連絡橋の支点反力、甲板上に満載の積載荷重、ポンツーン内部に若干の浸水（内法高の1割程度）が同時に作用しても安定条件を満足し、必要な乾舷（0.5 m程度）を有すること。
- ロ. ポンツーンの長手対称軸のいずれか一方の甲板に積載荷重を満載、この側に陸岸への連絡橋があればその支点反力、の両方が作用しても浮体の安定条件を満足し、甲板の傾斜が1:10以下で、小さい乾舷が0以上であること。

3.4.2 ポンツーンの設計

ポンツーン各部の設計は次の荷重に対して行う。

イ. 甲板（4辺固定の版として応力計算）

- 積載荷重のみ作用する時 積載荷重 + 自重
- 活荷重が作用する時 活荷重 + 自重
- 連絡橋の支点が載る時 連絡橋支点反力 + 自重

ロ. 側壁および底版（4辺固定の版として応力計算）

ポンツーン天端が水中に0.5 m沈んだ時の静水圧

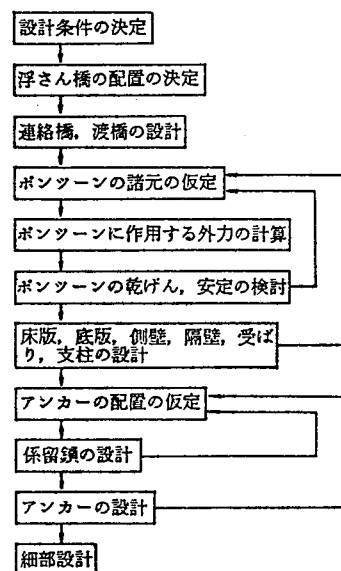


図15 浮きさん橋の設計フローチャート

ハ. 隔壁（4 辺固定の版として応力計算）

一方の隔壁に侵水が充満し，他方が中空の状態

ニ. 受梁および支柱（ボックスラーメンとして計算）

甲板に最大荷重，側壁と底版に乾舷 0 の静水圧

3. 4. 3 係留系の設計

係留鎖の設計には船舶の接岸力とけん引力，波力，潮流力を考慮する。満潮時における鎖張力が許容値（JIS 規格の破断試験荷重の 1/3）におさまるように鎖の径を定める。一般に係留鎖の長さは水深の 5 倍に潮差を加えた値とすることが多い。

アンカーの設計では係留鎖に働く最大張力を設計外力とする。鋼製アンカーの把駐力 T_A は表 5 に示す値とし，安全率としては 1.2 を標準とする。ここで， W_A はアンカーの水中重量である。

表 5 鋼製アンカーの把駐力

軟 泥	$T_A = 8 W_A^{2/3}$
硬 泥	$T_A = 5 W_A^{2/3}$
砂	$T_A = 3 W_A$
平坦な岩	$T_A = 0.4 W_A$

3. 5 ケーソンの設計

ケーソンの設計は図 16 に示した手順で行う。ケーソン各壁の厚さは通常次の値となっている（隔壁間隔 5 m 以上）。

外壁 35cm～40cm，底版 40cm～60cm

隔壁 20cm 程度

3. 5. 1 ケーソンの浮遊時の安定

ケーソンは浮遊状態においても安定でなければならない。安定の条件は次の通り。

$$\frac{I}{V} - CG = GM > 0$$

ここで， V は排水容積， I は吃水面の長軸に対する断面 2 次モーメント， C は浮心， G は重心， M は傾心である。なお，安全のため GM は吃水の 5 % 以上にすることが望ましい。

3. 5. 2 施工中における設計外力

ケーソンは完成後の外力に対すると同様に施工中の外力に対しても安全であらねばならぬことは当然である。設計外力を考慮せねばならぬ施工段階としては，製作時，進水および浮遊時，曳航時，すえつけ時があり，それぞれに対して安全であるよう設計する。

ドライドックなどで製作する時には製作時における外力を特に考慮しなくてよい。

しかし，斜路，かん台上で製作すると，移動のたびにジャッキで持ち上げたり，進水台車にのっている時にも集中力が作用したりするので，これら集中荷重を考慮した設計を行う。

進水時および浮遊時における安全を保証するために，外壁および底版に作用する荷重は単に浮

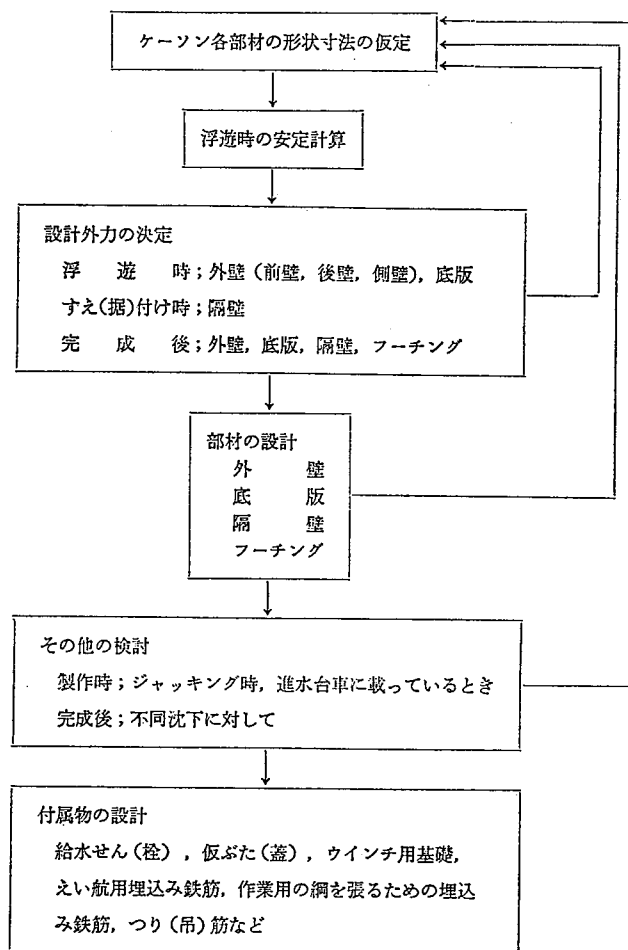


図 16 ケーソンの設計フローチャート

いている状態の静水圧ではなく、さらにケーソン全体が1m沈んだ状態の静水圧とする。なお、外壁に対する静水圧は図17に示すように外壁天端から三角形分布するものとし、底版に働く荷重は上記水圧から版の自重を差し引いた値とする。なお、進水時において、一時的にこれ以上の静水圧が作用するおそれがある場合は別途検討する。

曳航時に関しては、曳航索を取付ける点附近に対する曳航力の影響のみ考慮すればよい。すえつけ時外力は沈設の際に起る隔壁間水位差のみ考えればよい。

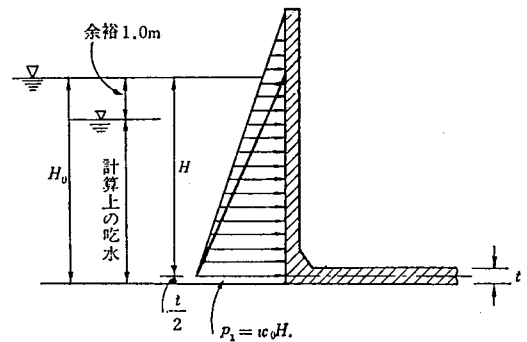


図17 進水時に想定されるケーソン外壁に働く静水圧

3.5.3 完成後に作用する設計外力

外壁に作用する荷重は、中詰土圧、内部水圧、波力（防波堤のみ）である。中詰土圧は三角分布するとみなすが、壁間隔より深くなると向いあった壁の影響で中詰土圧は増加しないものとする。なお、中詰土圧係数は0.6とする。内部水圧は LWL とケーソン内部水位との水頭差とする。防波堤の場合、ケーソン前面に波の谷がきたとき、内部水圧は上記値より大きくなることもあるので、状況に応じて考慮する。

底版本体（外壁と隔壁で囲まれている範囲）に作用する設計外力は、底面反力、静水圧、揚圧力、中詰材重量、ふたコンクリート重量、底版重量、および、上載荷重である。フーチングに働く荷重は、底面反力、フーチング重量および上載荷重である。底面反力は台形分布または三角形分布するものとする。底版本体における中詰材重量および底版重量は空中重量で計算するが、フーチングにおける版重量には浮力が働いていることに注意する。

3.5.4 その他

外壁および隔壁は3辺固定版として、底版本体は4辺固定版として、フーチングは片持梁として応力計算を行う。

主鉄筋のかぶりは外側において7cm、内側において5cmとする。

§4 既設のPSコンクリート港湾構造物

4.1 さん橋

大断面のPSコンクリート杭を用いたさん橋の施工例は日本にはないが、米国、ヨーロッパなど外国においては数多くある。たとえば、延長300m、幅員35mのさん橋が8角形断面（外接円の径が40cm）で長さ45mのPC杭を用いて米国で建造された¹⁾。

4.2 さん橋上部工

4.2.1 酒田港-9mさん橋上部工改良工事

改造前の係船岸はウエルで鉄筋コンクリート造りの上部工を支える横さん橋であり（図18参照）、建造された当初には鉱石類のバラ荷を取扱っていた。その後、周辺の経済情勢の変化にともなって、取扱い貨物も変り、現在では北洋材原木の荷揚げが主体となっている。取扱い貨物および荷役方式の変更によって、上部工の損傷が顕著となったため、強度特性の優れているPSコンクリート床版で架け替えることとなった。このバースは同港の主要バースの一つであるので、工期を極力短縮することも要請されていた。工法としては、プリテンション梁を順次架設し、しかる後、ポストテンショニングにより横締して床版をつくり上げている。

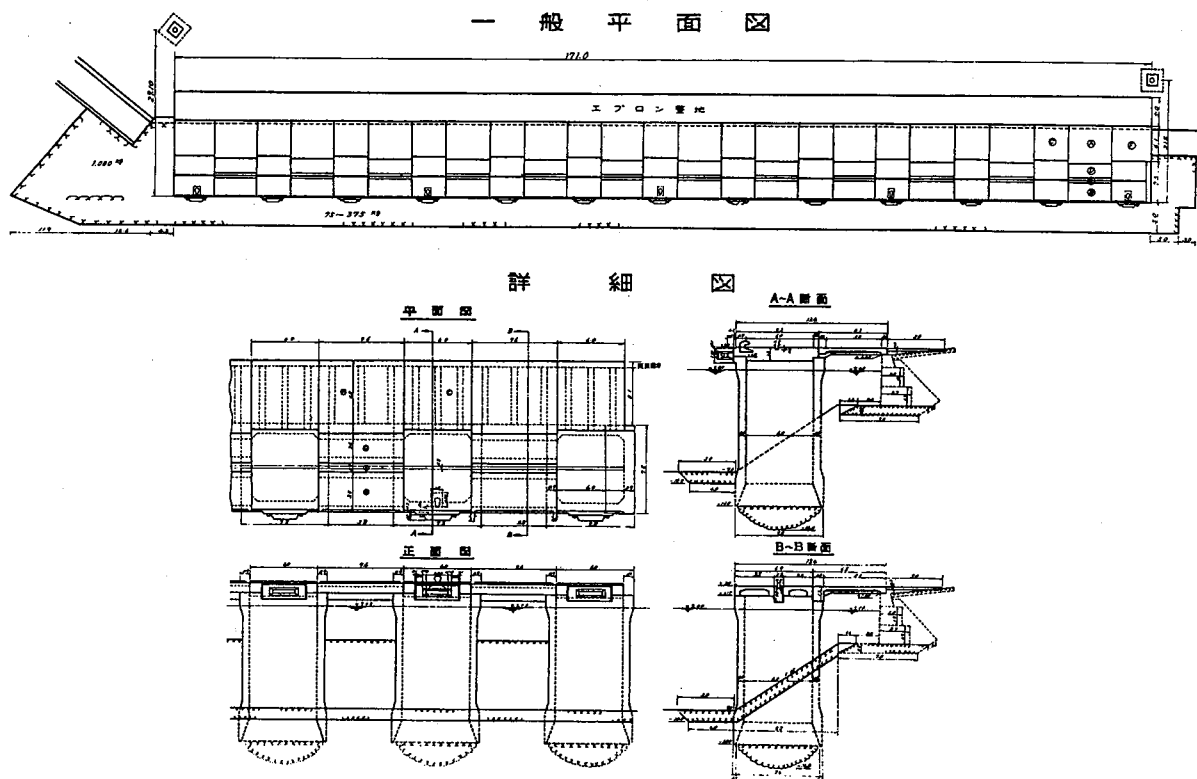


図18 酒田港 9m 横さん橋 (改造前)

イ. 設計条件

モータークレーン 50t 級

最大アウトリガー反力 46t

上載荷重 常時 3 t/m^2 地震時 1.5 t/m^2

震度 水平震度 0.1 鉛直震度 0

揚圧力 2.3 t/m^2

ロ. 材料の品質および許容応力度

許容応力度 表6 および表7 参照

コンクリートのクリープ係数 $\phi = 3.0$

コンクリートの乾燥収縮度 $E_s = 20 \times 10^{-5}$

P C 鋼より線のリラクゼーション

導入直後 5%

有効プレストレス時 2%

ヤング率

P C 鋼材 $20 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

コンクリート (主桁用) $4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

コンクリート (中詰用) $3 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

ハ. 荷重係数

(死活重) $\times 1.3 +$ (活荷重) $\times 2.5$ または

(死活重 + 活荷重) $\times 1.8$

表6 酒田港さん橋改良工事におけるコンクリート許容応力度 (kg/cm²)

	主桁コンクリート		中詰コンクリート
	圧縮部	引張り部	
設計基準強度	500	500	300
許容曲げ圧縮応力度	150	200	100
許容曲げ引張応力度	0	0	0
許容斜引張応力度			
設計荷重作用時	-12	-12	
破壊荷重作用時	-24	-24	
プレストレス導入時の圧縮強度	350	350	210

表7 酒田港さん橋改良工事における鋼材の許容応力度 (kg/mm²)

	P C鋼より線		P C鋼材	鉄筋	
	1φ 12.4 m/m	19φ 21.8 m/m	(26 m/m, 32 m/m)	主筋	腹筋
引張り強度	175	185	110		
降伏点応力度	150	161	95		
許容引張応力度					
設計荷重時	105	112	66	18	30
プレストレス導入直後	—	129	77		
緊張作業時	120	145	85.5		

施工は次の順序で行っている。ウエルの天端側の位置を支承にするよう、受梁（く形断面1.3m×0.5m）を護岸沿いにウエル間に架設する。護岸とウエルならびに受梁との間にA桁（変形逆T型断面0.475m×0.86m/0.99m）を渡ししながら順次並らべてゆき、間隙にコンクリートを中詰してからボ

ストテンションにより横締めして版構造とする。ウエルの上部工はB桁（変形逆T型断面0.55m×0.446m/0.55m）をならべて架設して、

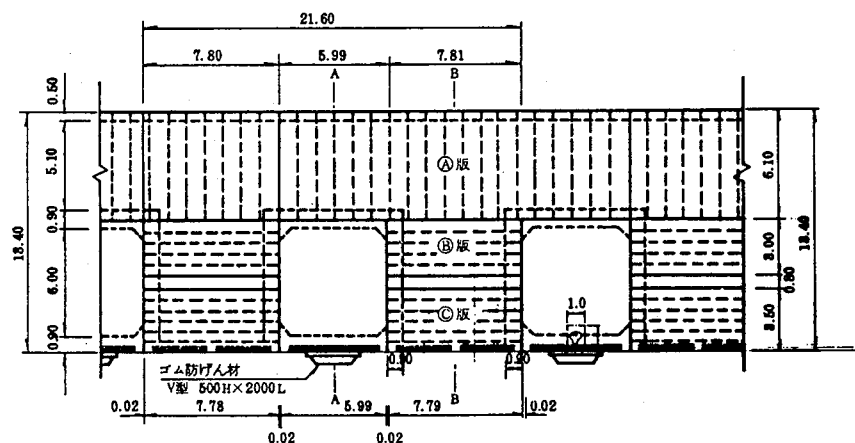


図19 酒田港さん橋上部工平面図

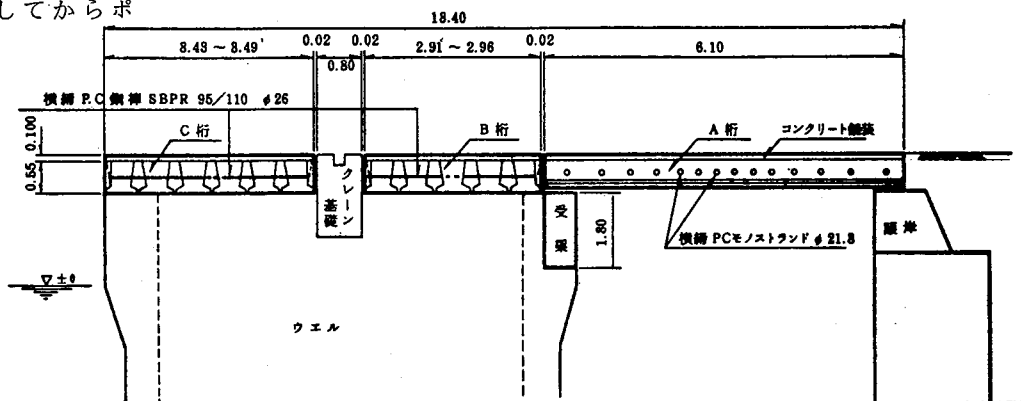


図20 酒田港さん橋上部工構造図

同様に横締してつくり上げる（図19および20参照）。受梁、A桁およびB桁の断面を図21に示す。

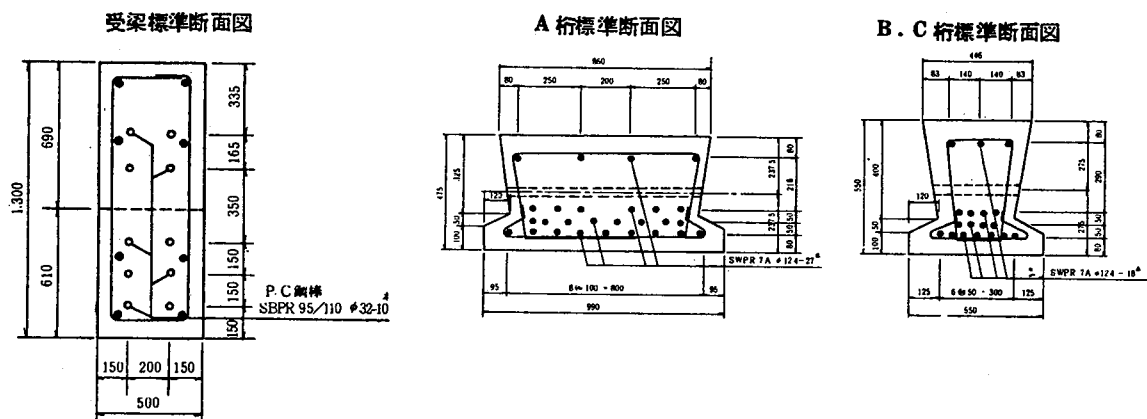


図21 酒田港さん橋上部工部材の標準断面図

4.2.2 イランにおける荷役さん橋²⁾

イランの石油コンビナートの建設を円滑に実施するために、建設に必要な機材および資材を効率よく荷役する必要があった。この目的に沿って、1949年にペルシャ湾奥に延長160mの大型船用さん橋の建設が始められた。工期を短くするために、構造は鋼管杭とP.S.コンクリート上部工の組合せである。

イ. 平面形状

さん橋 160 m × 35 m 連絡橋 52.8 m × 15 m

ロ. 設計荷重

127t トラッククレーン, 400t ドーリー

ハ. コンクリート強度

設計基準強度 500 kg/cm²

応力導入時許容値 350 kg/cm²

さん橋および連絡橋の平面図、上部工構造図、主桁標準断面図を図22, 23, および24に示す。施工は次の手順で進めた。鋼管杭を打設したあと、さん橋法線方向の4本の受梁で杭頭をそれぞれ結び、この受梁を支承として主桁（プリテンション部材）を順次並べてゆき、これらを横締めして上部工をつくり上げている。

使用したコンクリートの配合は表8に示す通り。さん橋上部工に使用した主桁は約900本であった。その工事工程は図25に示すように、現地での工事は10ヶ月であった。

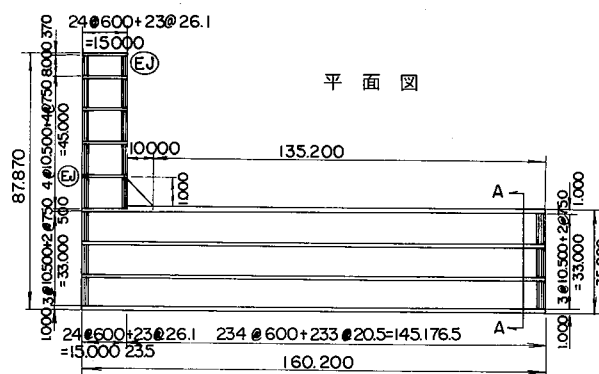


図22 イラン荷役さん橋の平面図

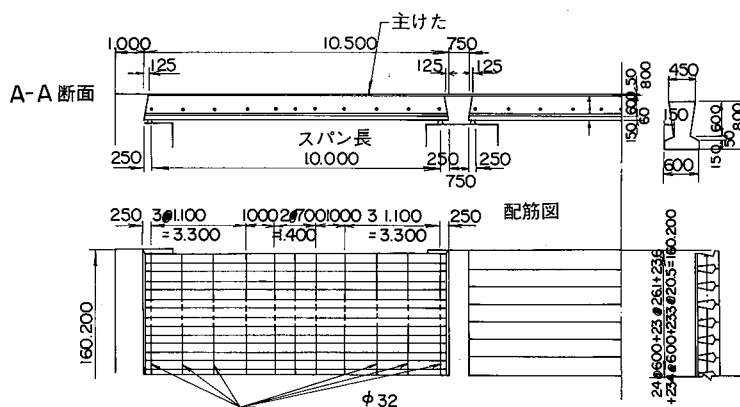


図23 イラン荷役さん橋上部工構造図

表8 イラン荷役さん橋上部工に用いたコンクリート配合

設計強度	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水量 (kg/m³)	セメント量 (kg/m³)	水セメント比 (%)	細骨材比 (%)	混和材 (kg/m³)
500 kg/cm²	25	5 ± 1	170	480	35.5	39	4.6
240 kg/cm²	25	10 ± 2	187	340	49.2	49.1	—

4.2.3 下関港横さん橋用渡版

下関港の横さん橋上部工と護岸との間にPSコンクリート渡版がかけられている。その渡版の形状とPC鋼線の配置を図26に示す。

4.2.4 ラガーディア空港着陸帯さん橋³⁾

ニューヨークにある国内線用空港であるラガーディア空港において、十数年前滑走路延長のために隣接している入江にさん橋を建造し、その上に滑走路、誘導路および着陸帯を設置した(図27参照)。その施工は次の通りである。径45cmの鋼管杭を8～10m間隔の長方形配置に打込む。I型PC梁(1.0m×0.9m)を滑走路に平行な方向に杭頭間に順次架設し、その間隙にコンクリートを打設してから、軸方向にプリストレスをかけて連続梁を形成する。このI型連続梁を受梁として波型のPCスラブ(0.3m×1.5m)を順次並べ、その上にコンクリートを打設し、さらに横締めしてさん橋を完成している(図28参照)。

4.3 浮きさん橋

4.3.1 浮きさん橋

イ. 構造概要(図29参照)

ポンツーン本体 21.8m×12.0m×2.25m

吃水 1.25m

係留鎖 スタッダクンクチェーン φ30mm

29m 4本

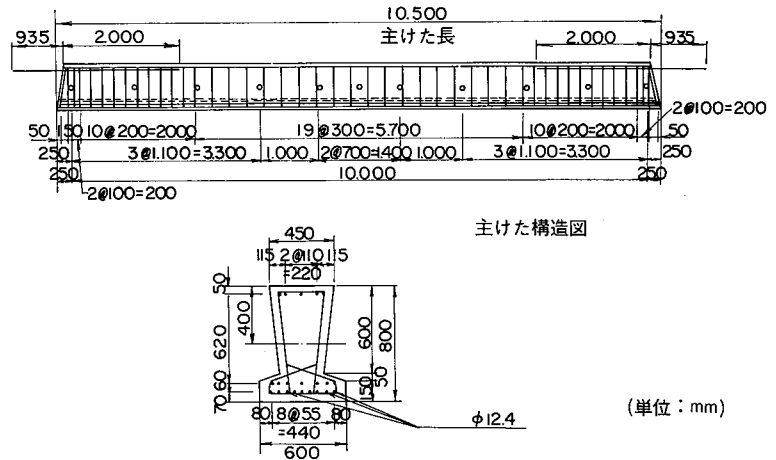


図24 イラン荷役さん橋上部工用主桁の構造図

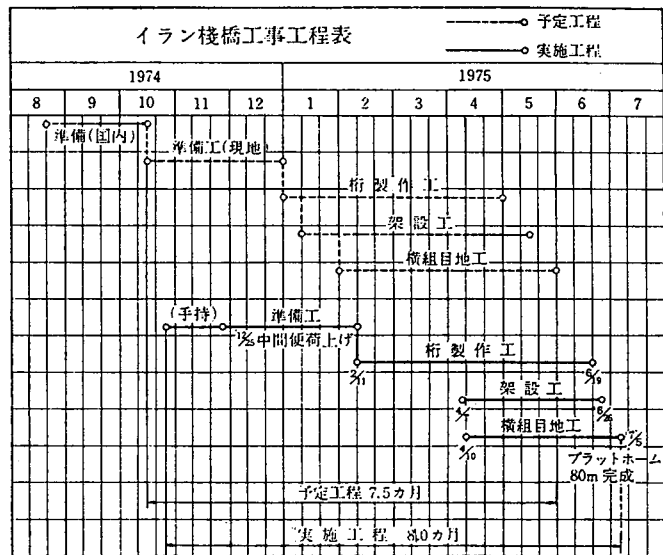


図25 イラン荷役さん橋上部工工程表

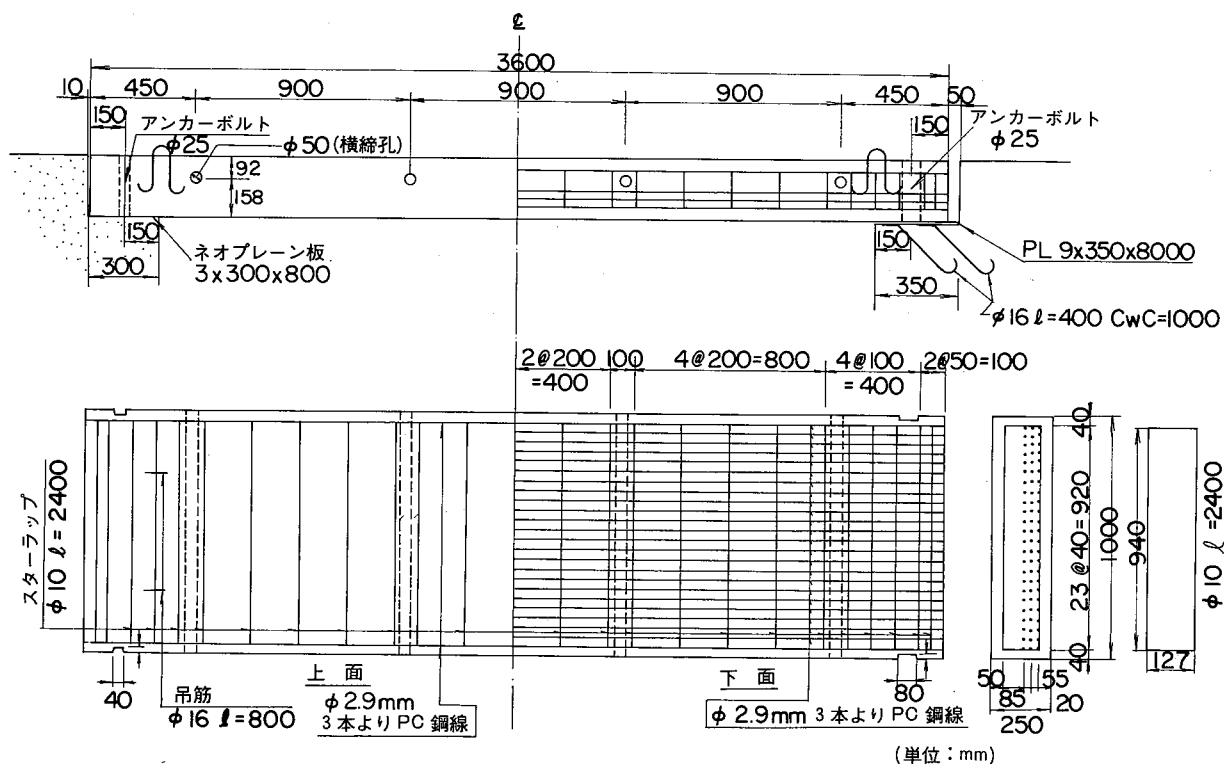


図26 下関港横さん橋用渡版配筋図

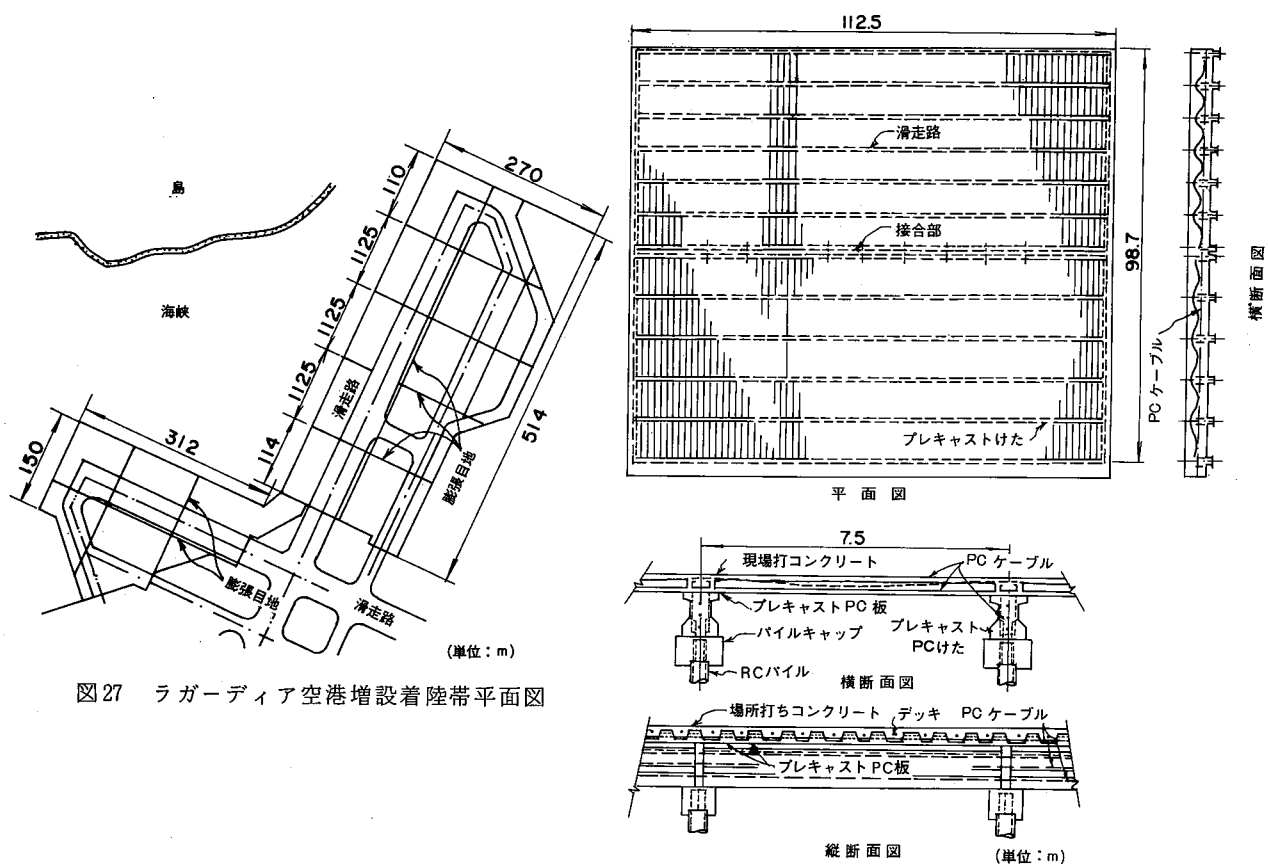


図27 ラガーディア空港増設着陸帯平面図

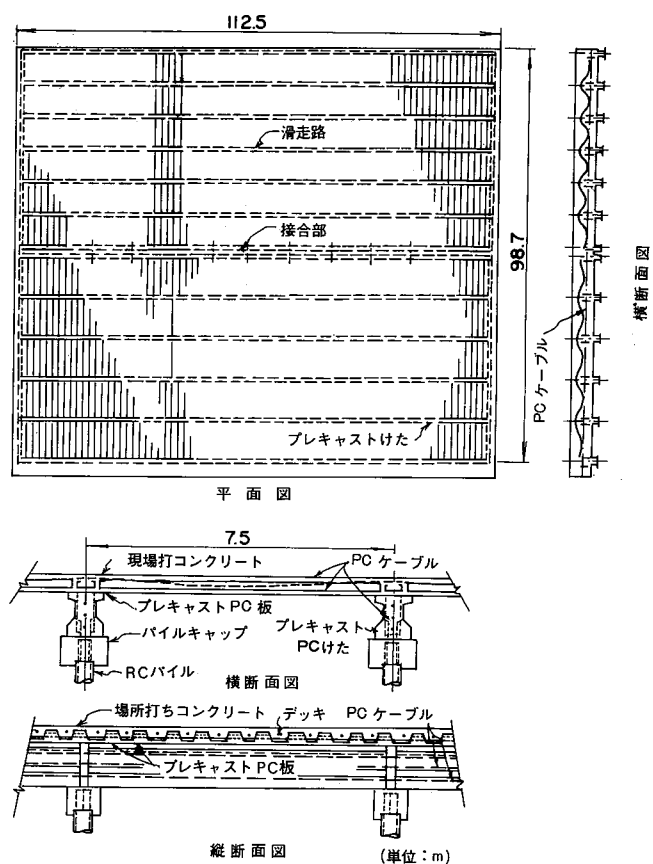


図28 ラガーディア空港増設着陸帯さん橋の構造図

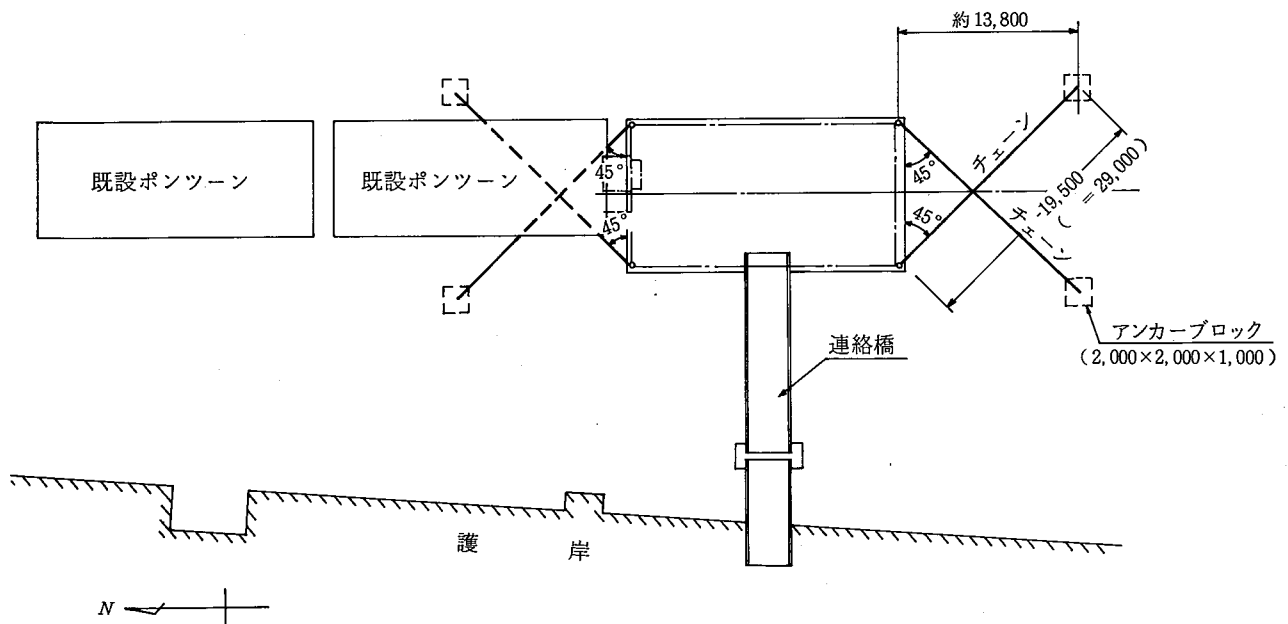


図29 浮きさん橋平面図

アンカー コンクリート塊 2.0 m × 2.0 m × 1.0 m 4ヶ

連絡橋 長さ 15.34 m, 8.1 m それぞれ1スパン

ロ. ポンツーン (図30 参照)

甲板, 底版, 側壁, P S コンクリート板 $t=15\text{cm}$

補剛杵 鋼製 法線方向 1.5 m 間隔に配置

H-346 × 174 × 6/9 ブレース付 (パイプ)

P C 鋼材 P C 鋼棒 (19 T 19.3) 法線方向のみ配置

甲板 12本

底版 13本

側壁 3本 2本は甲板と底版と共通

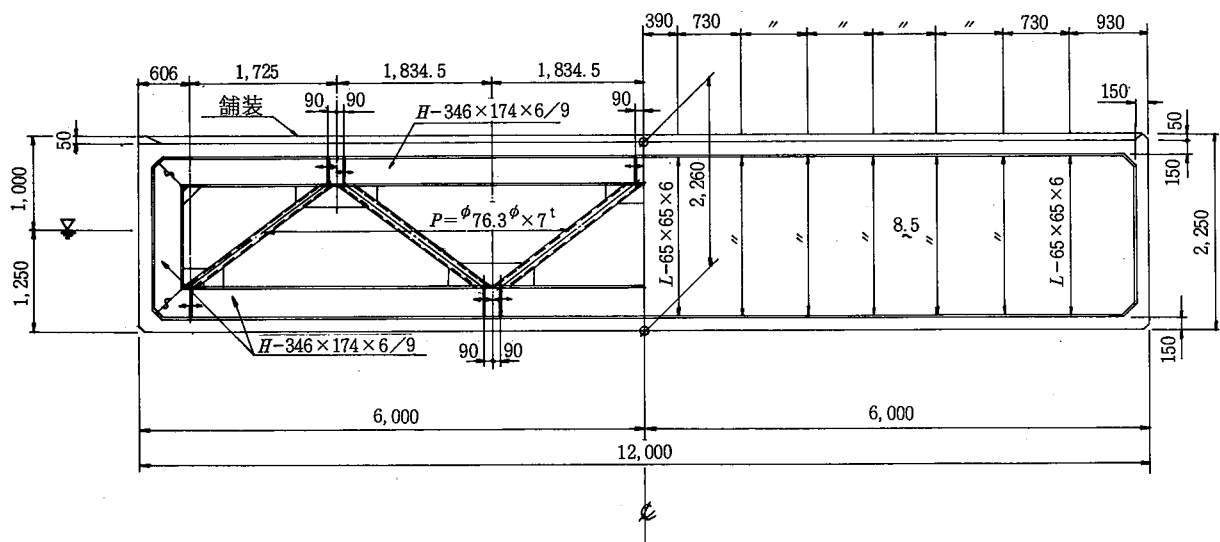


図30 浮きさん橋ポンツーン標準断面図

4.3.2 米国における浮き橋⁴⁾

米国ワシントン州のシャトルの近くにある湖や海峡に浮き橋が設置されている。その一つであるフードキャナル浮橋の見取り図を図31に示す。浮橋はいずれも2000m前後の長橋であり、幅員は2車線(幅員9m)か4車線(幅員18m)である。浮橋設置点の水深は20mを越えており、それぞれの最深部は60m以上であり、100mを越えているものもある。

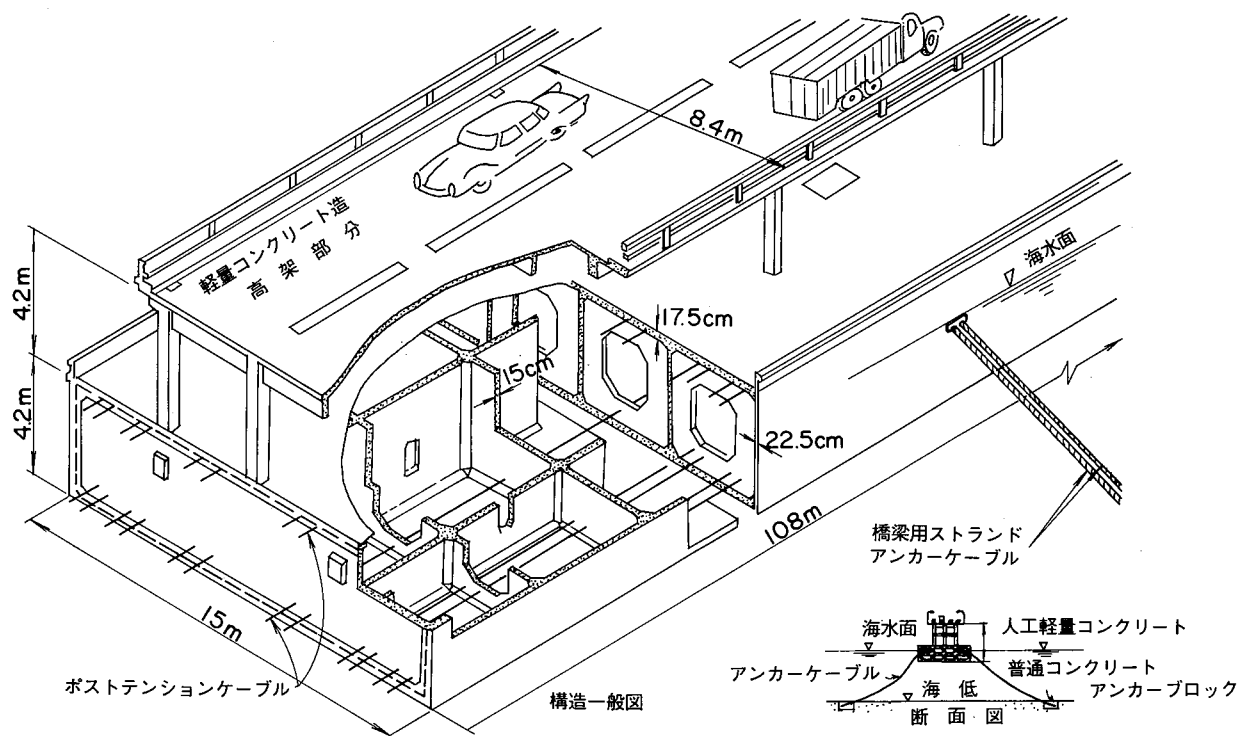


図31 フードキャナル浮橋のスケッチ

浮橋は、湖上あるいは海峡上にポンツーンを一行に並べ、それぞれに係留索とブロックアンカーの組合せで係留し、その上に上架橋を設置したものである。ポンツーンは110m×(18m~15m)×4.5mのPSコンクリート函であり、壁厚は18cm~25cmである。係留索は44mm~56mm、長さは湖横断橋では60m~150m、海峡横断橋では190m~370mである。アンカーブロックは水中重量で500t前後である。

4.4 その他

基礎杭としてPCパイルがよく用いられる。その一例としてセル岸壁の上部工を支持しているPCパイルを図32に示す。

§5 新形式のPSコンクリート港湾構造物

5.1 曲面スリット防波堤

5.1.1 曲面スリットの効果

ケーソン防波堤に当たった波は押しもどされて沖へ帰ってゆくが、押しもど

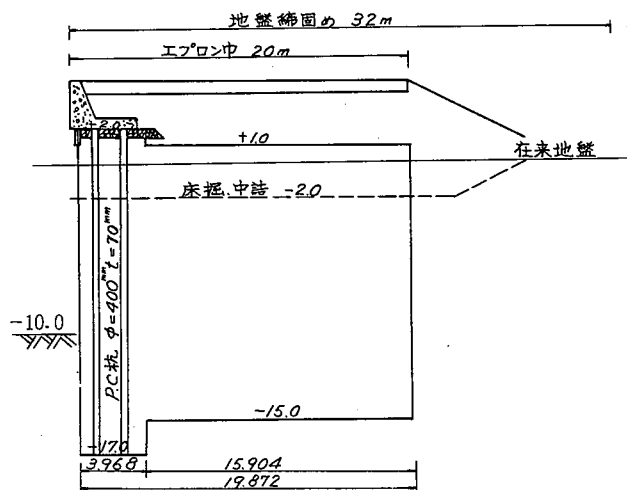


図32 セル岸壁標準断面図

される時の反力が防波堤への波圧となる。この際、当たってきた水塊すべてを瞬時に押し返さずに、その一部を何処かに洩してやると、波圧は減少する。北海コンクリートプラットホームの一型式であるドリス型（孔あき壁で貯油タンクを包んで波圧を減殺する型式）はこの効果を実用化した事例である。運輸省港湾技術研究所においても、同じ効果をもつ新しい型式の防波堤の研究を行い、**図33**に示す曲面スリット防波堤を開発した⁵⁾。この防波堤は在来型ケーソンの前方に空間

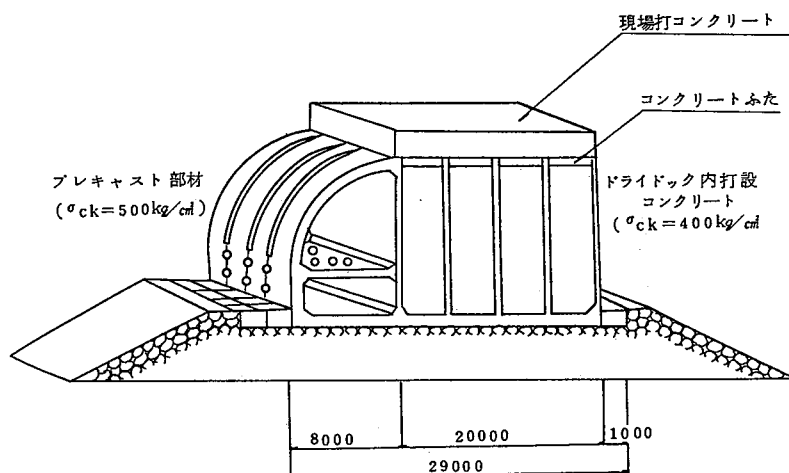


図33 曲面スリット防波堤概念図

部を設け、空間部の前壁の上部を円筒状にすると共に輪切り状のスリットを一定間隔に切り込んでおき、鉛直な下部壁にも孔をあけて空間部から水が流出入できるようにしておく。このケーソンに当たった波の一部はスリットを通して堤内に洩入し、空間部で勢を失って下部の孔から外へ流出する。

前壁は版構造であり、しかも、各所にスリット、孔があり、相対的に弱い構造であるにもかかわらず、強烈な波がまとも打ち当たってくるので、相当な強度が必要である。また、その形状が曲面であったり、スリットおよび孔が介在するなど複雑な形状をしているので、PSコンクリート部材として設計するのにふさわしい構造物である。この設計にあたっては、鉄筋コンクリート部材として設計するのが困難な部分だけPSコンクリート化して、残りは鉄筋コンクリート部材として設計する方法もあるが、ここではケーソン全体をPSコンクリートとして設計してみる。

5.1.2 ケーソンの安定

この防波堤の設計条件を表9に示す。

表9 曲面スリット防波堤設計条件

水深	-31.0 m
海底勾配	1/42
海底地盤	良質な砂質土
潮位	HWL +1.5 m
設計波	$H_{\max}=12.2\text{ m}$, $T_{\max}=13.0\text{ 秒}$

この防波堤の標準断面図およびケーソンの

形状を**図34**および**図35**に示す通りに仮定する。浮遊時および設計波来襲時におけるケーソンの安定を検討するに際して、材料の単位体積重量(t/m^3)を次の通りに仮定する。

PSコンクリート	2.5	中詰砂	1.9
鉄筋コンクリート	2.4	海水	1.03
無筋コンクリート	2.3		

イ. 浮遊時におけるケーソンの安定

曲面スリット壁および多孔壁にはふたをして、また、最後部隔室にはバラストを入れる。

ケーソン重量	5764 t/函
ケーソン重心	14.95 m, 12.00 m, 6.24 m (X, Y, Z)
ケーソン吃水	8.78 m

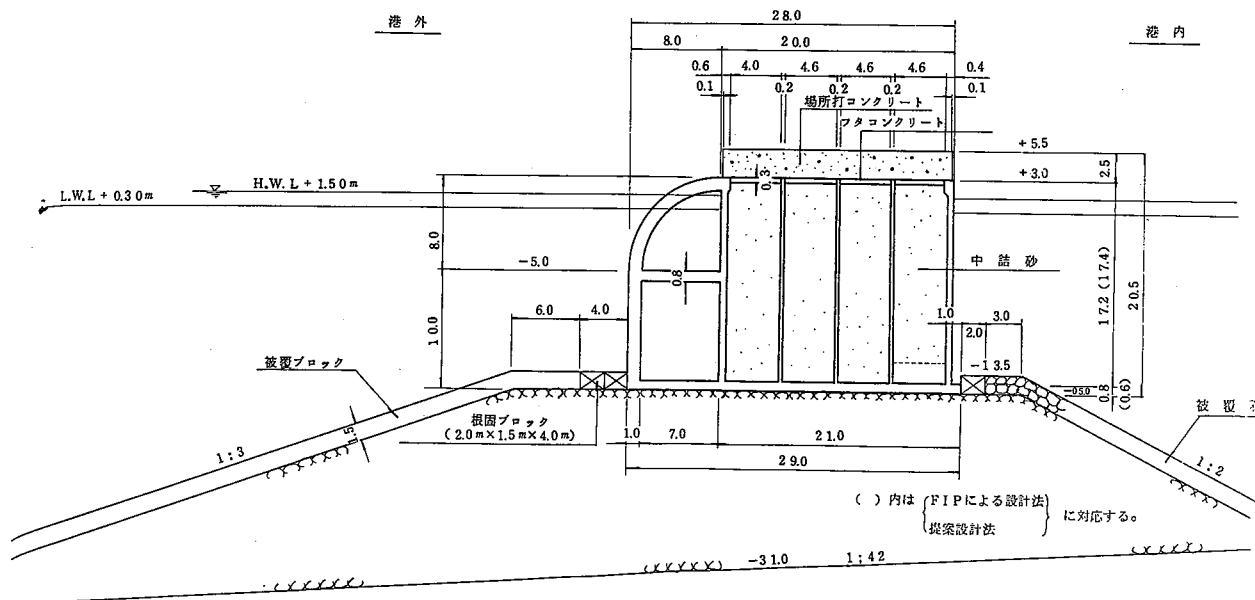


図34 曲面スリット防波堤標準断面図

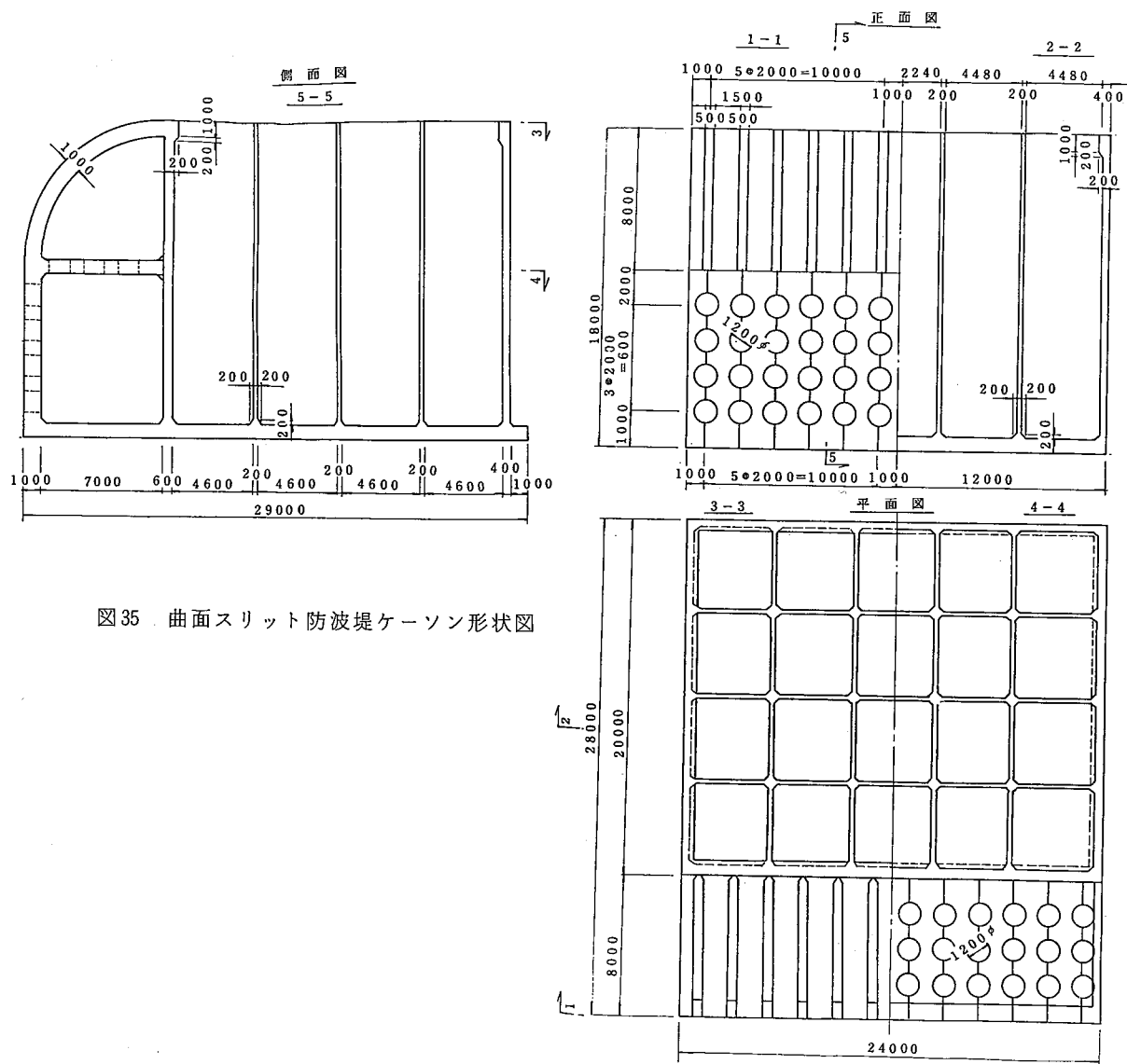


図35 曲面スリット防波堤ケーソン形状図

ケーソン浮心 14.95 m, 12.00 m, 4.38 m (X, Y, Z)

ケーソン GM 3.19 m > 0.05 × 8.78 m = 0.44 m

ロ. 設計波来襲時におけるケーソンの安定

港湾技術研究所で実施した水理模型実験結果を参照して、波圧は $0.8 w_0 H_{\max}$ の等分布荷重と仮定する。

ケーソン重量 913.6 t/m

ケーソン浮力 (HWL) 367.1 t/m

波圧力 205.8 t/m

揚圧力 105.4 t/m

ケーソン滑動安全率 1.29 > 1.2

ケーソン転倒安全率 1.86 > 1.2

ケーソン端趾圧 $41.9 \text{ t/m}^2 < 50 \text{ t/m}^2$

5.1.3 ケーソンの設計

ケーソンの設計にあたって

- PS コンクリート I 種としての設計
- 微修正した FIP 指針に準拠した設計

の 2 つの設計手法により部材計算する。なお、FIP 指針を微修正した手法を今後提案設計法とよぶ。

イ. 材料の許容応力度 (I 種の設計)

表 10 および 11 にコンクリートおよび鋼材の許容応力度を示す。

表 10 曲面スリット防波堤に関するコンクリート許容応力度 (kg/cm²)

	プリキャスト部材	ケーソンヤード内打設
設計基準強度	500	400
許容圧縮応力度	170	150
許容引張応力度 (I 種)	0	0
〃 (II 種)	30	25

表 11 曲面スリット防波堤に関する鋼材許容応力度 (kg/mm²)

	引張強度	降伏点応力度	設計荷重作用時
PC 鋼線			
12 T 15.2	165	140	99
12 T 12.7	190	160	114
12 T 12.4	175	150	105
12 φ 8	150	130	90
12 φ 7	155	135	93
12 φ 5	165	145	99
PC 鋼材 (B 種 1 号)	110	95	66
鉄 筋 (SD 30)		30	18

ロ. 荷重係数，材料係数および許容値（提案設計法）

（環境）

荷重係数		材料係数	
浮遊時	1.05，	鋼材	1.15
完成後の通常荷重	1.4，	コンクリート	1.5
完成後の異常荷重	1.3，		

鋼材の増加応力度ならびにコンクリートひびわれ幅など許容値は表12に示す。

表12 曲面スリット防波堤に関する提案設計法制限値

	PC鋼材の増加応力度 (kg/mm ²)	鉄筋の増加応力度 (kg/mm ²)	ひびわれ幅 (mm)
浮遊時	7.5	12	0.12
完成後の異常荷重	15	24	0.24
完成後の通常荷重	7.5	12	0.12

ケーソン各部におけるPC鋼材ならびに鉄筋の形状と配置，コンクリート壁厚，モーメント，プリストレス，応力，ひびわれ幅を表13（I種設計）および表14（提案設計法）に示す。また，I種設計によるPC鋼材配置を図36と37に示す。

表13 曲面スリット防波堤各部の応力値（I種設計）

区分	方向	部材厚 (cm)	設計最大モーメント (t・m)	プレストレス (kg/cm ²)	合成応力度(kg/cm ²)		使用鋼材	配置間隔 (cm)	備考 (II種の場合)
					$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$			
側壁	鉛直	40	11.88	34.8	67.5	2.1	P.C.B ϕ 32	25×1列	100cm×1列
	水平	"	12.65	40.7	75.5	5.9	P.C.W12 ϕ 8	50×2 "	80"×1 "
後壁	鉛直	"	10.86	36.3	66.2	6.4	P.C.B ϕ 32	25×1 "	150"×1 "
	水平	"	12.71	40.7	75.7	5.7	P.C.W12 ϕ 8	50×2 "	80"×1 "
前壁	鉛直	60	16.34	27.4	49.5	5.3	P.C.B ϕ 32	25×1 "	0
	水平	"	23.74	41.8	73.8	9.8	P.C.W12 ϕ 8	50×2列+ 50×2列	80"×1 "
底板	法線直角	80	31.23	33.9	58.8	9.0	"	100×2列 +50×2列	150"×1 "
	" 平行	"	33.84	34.2	61.2	7.2	"	50×3列	200"×1 "
スリット	f 部材	100	135.1 (N=9.8t)	45.1	93.3	5.1	P.C.W12 T12.4	10本/部材	4本/部材
	f 部材	80	107.6 (N=52.7t)	47.3	101.0	0.2	"	9 "	4 "

注) N : 軸力
P.C.B : PC鋼棒
P.C.W : PC鋼線

表14 曲面スリット防波堤各部の応力値（提案設計法）

		設計 状況	部材厚 (cm)	モーメント (t・m)	ひびわれ幅		σ_c		σ_s		$d\sigma_p$		荷重 計算	$\frac{M_u^*}{M_u}$	使用鉄筋				
					制限 (mm)	計算 (mm)	制限 (kg/cm ²)	計算 (kg/cm ²)	制限 (kg/cm ²)	計算 (kg/cm ²)	制限 (kg/cm ²)	計算 (kg/cm ²)			計算	$\frac{M_u^*}{M_u}$	プレストレス		
側壁	鉛直方向	E_n	40	11.88	0.12	0.12	150	108.4	1200	1162	750	499	1.4	1.01	D19 φ32	ctc ctc	20 100		
	水平方向	"	" (50)	(23.01)	"	(0.12)	"	(132.0)	"	(1177)	"	(393)	1.4	(1.04)	(D16 12φ8	ctc ctc	(20 50)		
後壁	鉛直方向	"	"	10.86	"	—	"	—	"	—	"	—	—	—	D19 φ32	ctc ctc	20 100		
	水平方向	"	"	12.71	"	0.09	"	100.2	"	850	"	323	1.4	1.15	D22 12φ8	ctc ctc	15 110		
前壁	鉛直方向	E_{max}	60	16.34	0.24	0.06	"	67.1	2400	631	1500	196	1.3	1.44	D13 φ32	ctc ctc	30 65		
	水平方向	"	"	23.74	"	0.16	"	108.0	"	1570	"	639	1.3	1.03	D16 12φ8	ctc ctc	20 75		
底板	法線直角	E_n	"	41.09	0.12	0.08	"	143.2	1200	808	750	105	1.4	1.14	D13 12φ8	ctc ctc	30 25		
	法線平行	"	"	33.84	"	0.12	"	130.0	"	1,175	"	358	1.4	1.06	D19 12φ8	ctc ctc	25 40		
スリット	部材	E_{max}	100	135.10 (N:9.80t)	0.24	0.13	170	96.6	2400	1,269	1500	431	1.3	1.02	D22 12φ12.4	—	14本 2本		
	"	"	"	72.61 (N:4.08t)	"	0.19	"	108.0	"	1,885	"	762	1.3	1.11	D13 12φ12.4	—	7本 2本		

E_n : 通常の荷重条件

注) 側壁水平方向の()内は止水壁部

E_{max} : 異常な "

N : 軸力

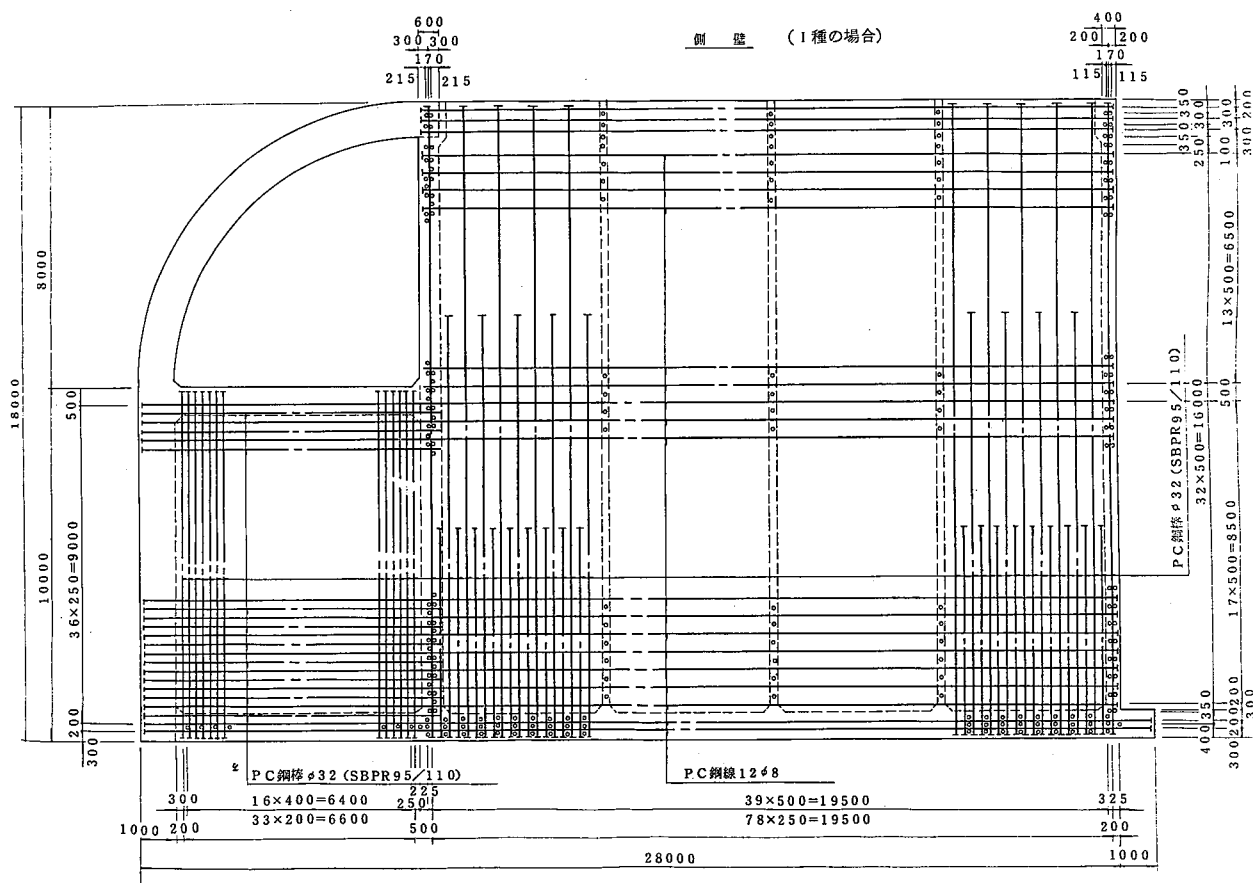


図36 曲面スリット防波堤PC鋼材配置図(1)

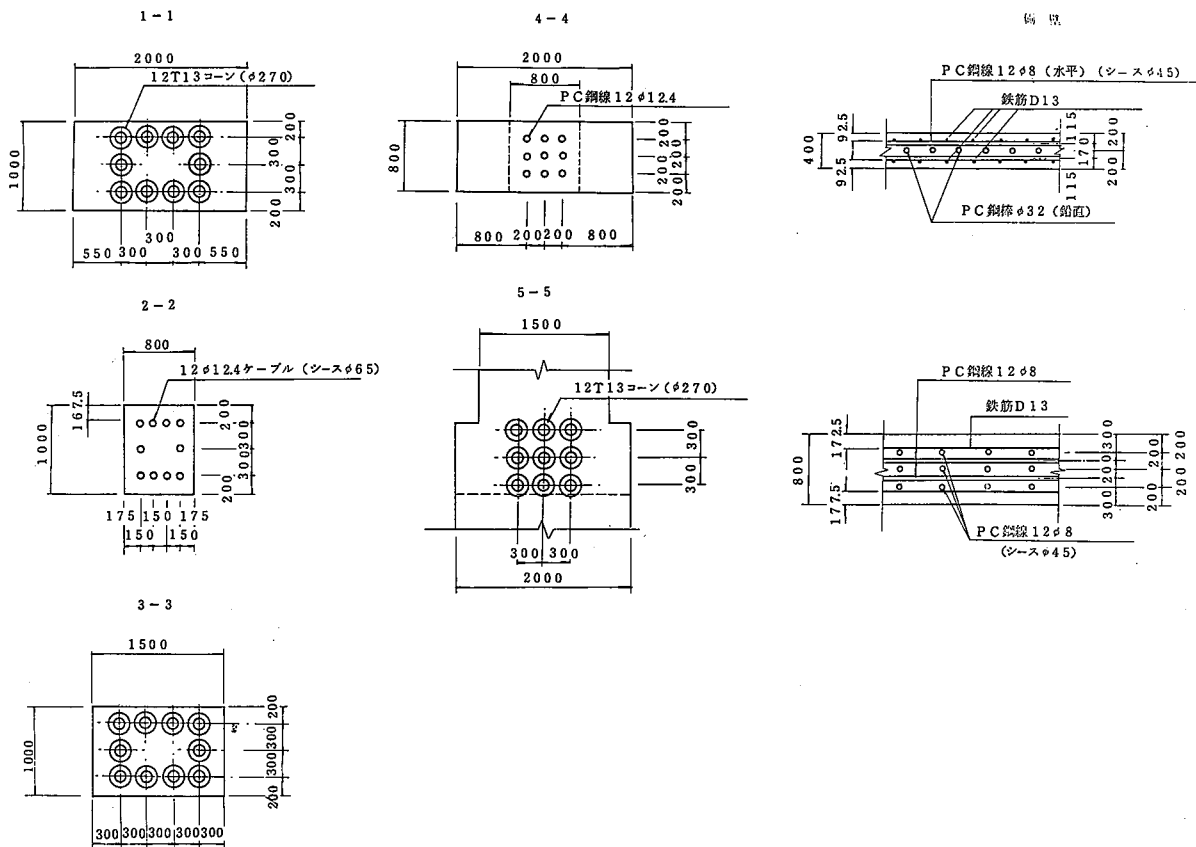


図37 曲面スリット防波堤 PC 鋼材配置図(Ⅱ)

5.2 軟着底式埠頭

5.2.1 新形式埠頭の特徴

地盤が甚しく軟弱でかつその層が厚い場合には、浮き埠頭は有利な構造物となる。しかし、この種の地盤では、風や波に対して大型浮遊構造物を確実に係留しうる構造物を建設することもまた困難である。かりに、浮き埠頭を軽らく着底させておき、ある程度の時間が経過したとすれば、底面と海底地盤との間には付着力が生じている。したがって、風、波および流れが埠頭を押しても動かなくなる。一方、軟着底式埠頭の重量はほぼ浮力と釣り合っているので、着底による接触圧によって海底地盤は破壊することなく、顕著な圧密沈下を起すこともない。しかし、浮遊構造物とは異って、地震動は着底部より埠頭に伝わるから、強い地震に襲われた時には海底地盤との付着が切れることになる。だが、埠頭の自重は浮力とほぼ平衡しているので、付着の消滅は致命的破壊にはつながらない。一般的に粘性土の付着力については未解明な事も多く、特に地震時の挙動になると不明の度合いが強くなるので、この構造物の安定を正しく論ずるためには、今後の検討が必要である。しかし、ここでは単純に考えて試設計を行う。

5.2.2 埠頭の設計

1. 埠頭の形状

浮き埠頭	400 m × 200 m
倉庫（埠頭上に1棟）	300 m × 70 m × 40 m
上屋（埠頭上に2棟）	150 m × 40 m × 20 m

ロ. 設計条件

潮位	$HWL + 4.0 \text{ m}, \quad MWL + 2.3 \text{ m}$	
海底地盤	在来地盤高 -4.0 m	$C_0 = 0.95 \text{ t/m}^2$
設計震度	$k_h = 0.1$	
設計風力	最大風速	30 m/秒
	抗力係数	$C_D = 1.2$
上載荷重	エプロン	2 t/m^2
	上屋(含自重 1 t/m^2)	5 t/m^2
	倉庫(含自重 1 t/m^2)	10 t/m^2
	その他	1 t/m^2
	トラッククレーン 80 t 級	エプロンに対する最大アウトリガー反力 75 t
単位体積重量	PSコンクリート	2.5 t/m^3
	無筋コンクリート	2.3 t/m^3

ハ. 軟着底式埠頭の構造

ポンツーン部

倉庫および上屋を含めた埠頭全体の重量とはほぼ等しい浮力をもち、自体では浮遊可能である。潮位変化により埠頭全体の浮力が大幅に変動するのをさけるために、天端は LWL 以下に抑える。

上部床版

エプロン、通路、上屋と倉庫の床などを形成し、上載荷重を充分支える構造である。

支柱部

上部床版、上屋および倉庫、上載荷重などの重量のほかに、風圧、地震力などの水平荷重をポンツーン部に伝達する部材であり、したがって相当な剛性が必要となるので、柱だけではなく耐震壁のような壁構造も必要に応じて適切に配置される。

ニ. 埠頭の施工順序

- ユニットポンツーン ($100 \text{ m} \times 50 \text{ m}$) をドック内などで製作する。支柱部は同時に取付けておく。
- ユニットポンツーンを現地近くまで曳航し、ついで海上で順次接合し、ポンツーン部を完成する。しかる後で現地に沈設する。
- バラスト調整をしながら、上部床版を取付け、順次、上屋、倉庫、その他設備を建築する。

5.2.3 埠頭全体の安全

上載荷重満載時、台風来襲時および地震時のいずれにおいても、埠頭は滑動も地盤の支持力不足による沈下を起さない(表15参照)。なお、この安定計算において、常時、異常時いずれに関し

表15 軟着底式埠頭の安定計算結果

	鉛直荷重 (t/m)	水平荷重 (t/m)	転倒モーメント (t-m/m)	滑動抵抗 (t/m)	滑動安全率	地盤反力 (t/m^2)	許容地盤支持力 (t/m^2)
載荷重最大時	230.5	0	3233	190	—	2.55	3.48
台風時	156.6	4.3	2178	190	44	1.73	3.48
地震時	156.6	112.7	3199	190	1.68	1.81	3.48

でも、エプロン、上屋、倉庫、その他区域に上載荷重を上限値まで載荷されているとは仮定せず、常時には上限値の1/5、異常時には1/10としている。埠頭面積が80,000 m²と広大であり、全域に上載荷重を上限までのせると全荷重は約33万トンとなり、この埠頭の年間取扱量の55%相当(1500 t/年・m)、あるいは、110隻分の荷役量(3000 t/隻)に相当するという非現実的な量となるからである。

5.2.4 ポンツーン浮遊時の安定

ポンツーン部の重量	227,328 t
ユニットポンツーンの重量	14,208 t
ユニットポンツーンの吃水	2.76 m
上部床版の重量	9,833 t
ポンツーン+上部工の吃水	4.67 m

5.2.5 ポンツーン等の設計

浮き埠頭端部の標準断面を図38に示す。ポンツーン部は5 m角の立方体を並べた構造である。ユニットポンツーンの外側の隔壁に面した隔壁には孔がなく水密構造であるが、中間部の隔壁には直方形の孔を設けてある。

各部の設計手法は曲面スリット防波堤と同様である。(表10, 11, 12 参照)

I種で設計したケースの各部のモーメント、応力度、プレストレスおよび合成応力を表16に示す。また、提案設計法により計算したポンツーン部各壁の応力、プレストレス、ひびわれ幅を表17に示す。なお、参考のためにFIP指針に従って計算した値も併記してある。

図39, 40, 41 にポンツーン部、支柱、上部床版におけるP C鋼材の配置を示す。

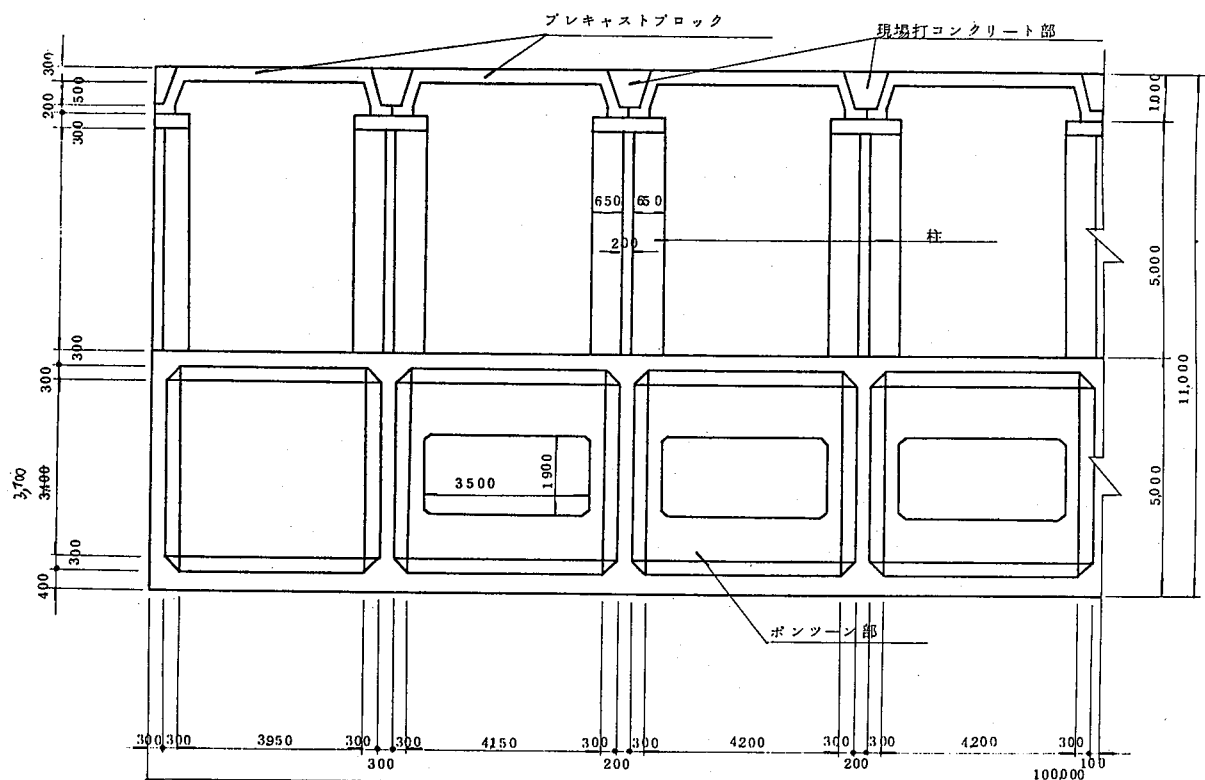


図38 軟着底式埠頭ポンツーン部の端部標準断面図

表16 軟着底式埠頭各部の応力値（I種設計）

			方向	モーメント (t・m)	応力度 (kg/cm ²)	プレストレス (kg/cm ²)	合成応力 (kg/cm ²)
ポ ン ツ ー ン	上 床 版	固定部	and $\begin{smallmatrix} X \\ Y \end{smallmatrix}$	6.9127	∓ 46.1	73.9	$\begin{smallmatrix} 27.8 \\ 120.0 \end{smallmatrix}$
		中央部	and $\begin{smallmatrix} X \\ Y \end{smallmatrix}$	2.7759	± 18.5	73.9	$\begin{smallmatrix} 92.4 \\ 55.4 \end{smallmatrix}$
	側 版	固定部	and $\begin{smallmatrix} X \\ Y \end{smallmatrix}$	$\begin{smallmatrix} 10.5867 \\ 9.7397 \end{smallmatrix}$	$\begin{smallmatrix} \mp 70.6 \\ \pm 64.9 \end{smallmatrix}$	$\begin{smallmatrix} 73.8 \\ 64.9 \end{smallmatrix}$	$\begin{smallmatrix} 3.2 \\ 0.0 \end{smallmatrix}$
		中央部	and $\begin{smallmatrix} X \\ Y \end{smallmatrix}$	3.9089	± 26.1	$\begin{smallmatrix} 73.8 \\ 64.9 \end{smallmatrix}$	$\begin{smallmatrix} 47.7 \\ 38.8 \end{smallmatrix}$
	下 床 版	固定部	and $\begin{smallmatrix} X \\ Y \end{smallmatrix}$	12.5557	∓ 47.0	57.6	$\begin{smallmatrix} 10.6 \\ 104.6 \end{smallmatrix}$
		中央部	and $\begin{smallmatrix} X \\ Y \end{smallmatrix}$	5.0419	± 18.8	57.6	$\begin{smallmatrix} 76.4 \\ 38.8 \end{smallmatrix}$
上 部 工	標 準	固定部		4.72	∓ 31.5	34.2	$\begin{smallmatrix} 2.7 \\ 65.7 \end{smallmatrix}$
	プレキャスト版	中央部		1.90	± 12.7	34.2	$\begin{smallmatrix} 46.9 \\ 21.5 \end{smallmatrix}$
	エプロン部	固定部		8.64	∓ 57.6	85.8	$\begin{smallmatrix} 28.2 \\ 143.4 \end{smallmatrix}$
	プレキャスト版	中央部		9.32	± 62.1	85.8	$\begin{smallmatrix} 23.7 \\ 147.9 \end{smallmatrix}$

注) 上床版および下床版；X方向→100 m方向，Y方向→50 m方向
側壁；X方向→垂直方向，Y方向→水平方向

表17 軟着底式埠頭各部の応力値（提案設計法）

		モーメント (t・m)	ひびわれ幅		プレスト レス (kg/cm ²)	σ_c		σ_s		$\Delta\sigma_p$		M^*/M_u
			制限値 (mm)	計算値 (mm)		制 限	計 算	制 限	計 算	制 限	計 算	
上 床 版	FIP (1)	6.9127	0.2	0.16	15.0	170	150	2000	1635	1000	1000	1.07
	FIP (2)	6.746	"	0.15		"	170	"	1534	"	857	1.03
	(a)	"	0.12	0.08	34.9	"	170	1200	844	750	351	2.81
側 壁	FIP (1)	10.5867	0.2	0.12	15.0	170	170	2000	1247	1000	680	1.96
	FIP (2)	10.094	0.2	0.14		"	170	"	1350	"	758	1.10
	(a)	"	0.12	0.09	37.3	"	170	1200	895	750	414	2.67
下 床 版	FIP (1)	12.5557	0.2	0.20	15.0	170	163	2000	1990	1000	1000	1.13
	FIP (2)	11.889	"	0.10		"	170	"	1034	"	522	1.18
	(a)	"	0.12	0.04	49.3	"	170	1200	360	750	14	3.14

注 1) (a) 提案設計法
2) FIP(1) 側壁高5 m FIP(2) 側壁高4.5 m

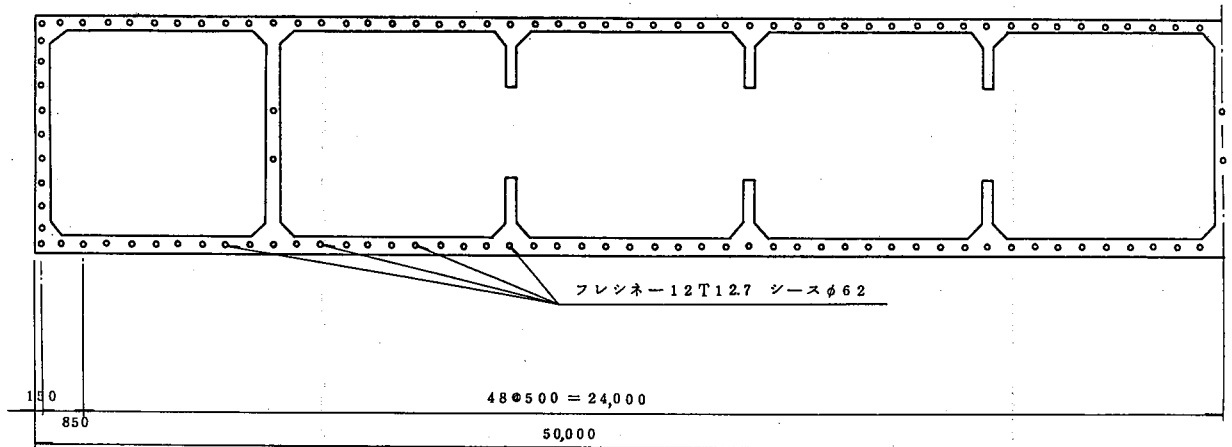


図39 軟着底式埠頭ポンツーン部PC鋼材配置図

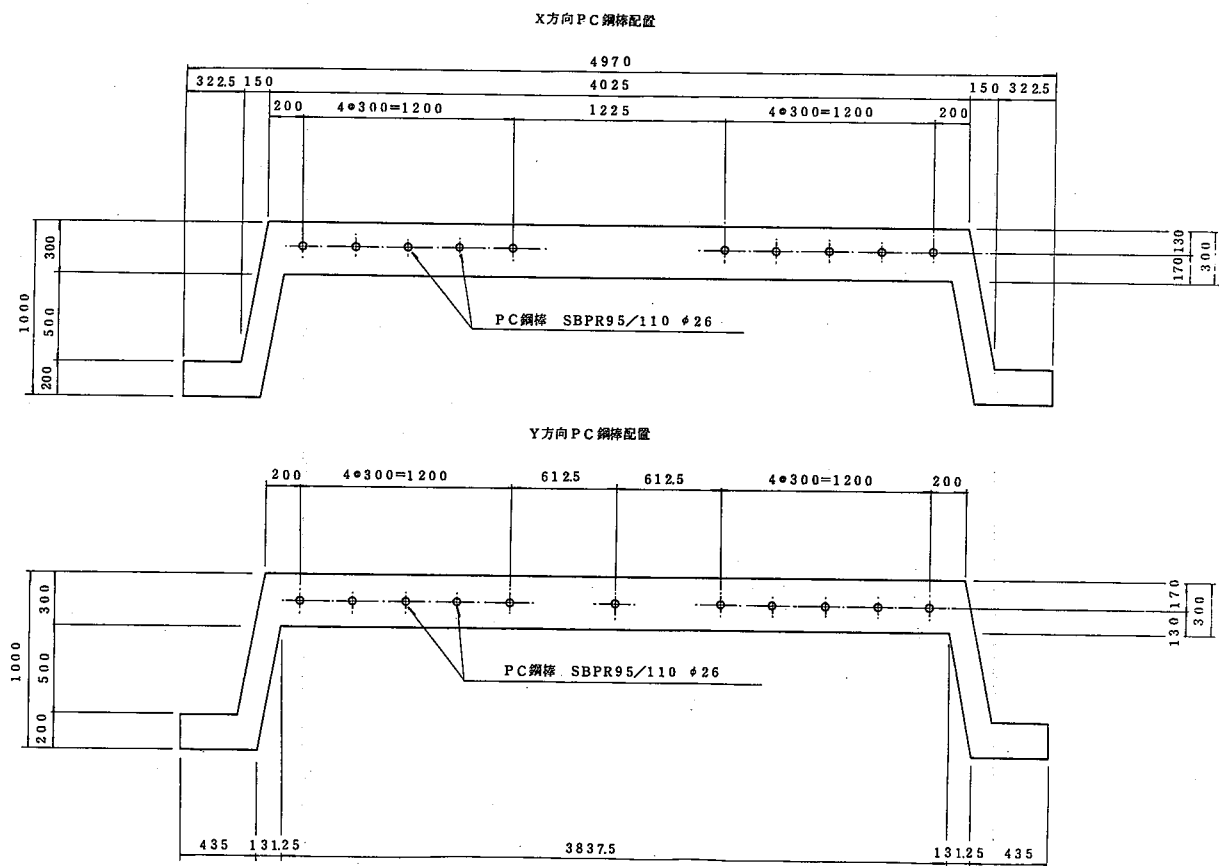


図41 軟着底式埠頭上部床版PC鋼材配置図

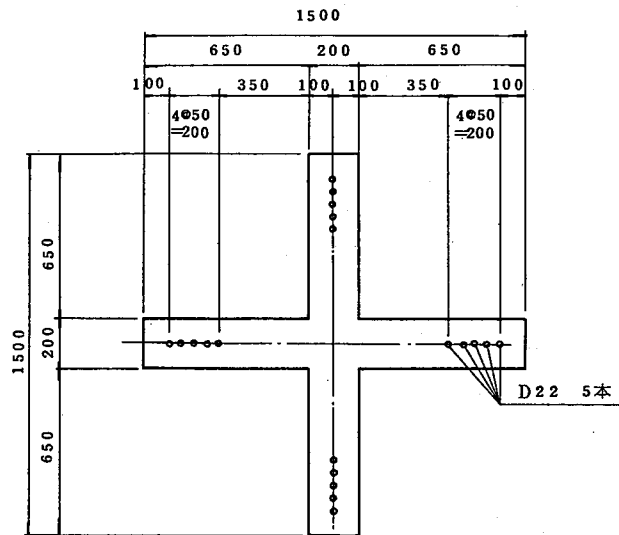


図40 軟着底式埠頭上部床版P C鋼材配置図

(参考文献リスト)

1. Dr. ARTHUR R. ANDERSON 山本泰彦訳：最近のアメリカにおけるプレキャストプレストレストコンクリートによる建設工事の進歩，コンクリート・ジャーナル Vol. 11，No. 10，昭和48年10月
2. 佐藤博仔，稲葉徳次：イランでのP C 栈橋工事 プレストレスト コンクリート Vol. 17，No. 6，昭和50年12月
3. 大即信明，関 博：プレストレストコンクリートと港湾および海洋構造物，港湾技術資料，No. 276，昭和52年9月
4. フローティングブリッジに関する調査報告，日本大学理工学研究所速報，5号，昭和52年12月
5. 谷本勝利：曲面スリット系の水理特性について，昭和54年度港湾技術研究所講演会講演集，昭和54年12月

福岡歯科大学3号館の設計と施工

(震動解析による耐震設計)

1. まえがき

本建物は、福岡市西郊の福岡歯科大学に増設された教育、研究棟で、内に講義室・実習室・研究室などを設けた、同大学の中核をなす建物となっている。(写真-1・2)

本建物の建設計画が具体化され詳細設計に入ったのが昭和51年(1976年)11月で設計完了が翌年3月という忙しいスケジュールであった。丁度そのころ、建設省が総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」¹⁾を研究成果としてまとめられている頃であり、日本建築学会では近年おきた地震(1964年の新潟地震・1968年の十勝沖地震・1974年の伊豆半島沖地震など)の経験から、現行の耐震設計法の再検討・研究が進められ、1976年12月「地震荷重と建築構造の耐震性」が公表され、²⁾動的解析法を耐震設計に適用する方法を「第一案」「第二案」として提案された頃でもあった。

本建物は、これらの研究成果を耐震設計に採り入れ、設計にも施工上も一応の成果を得て、本協会の第6回(昭和53年度)作品賞を授賞させていただいた。

本設計の特徴は、「新耐震設計法」(案)や「地震荷重と建築構造の耐震性」(案)で提案されている一次設計・二次設計の考え方を採用して、振動解析を行い、耐震性能を検討していることである。一次設計は現行設計法^{*}である許容応力度設計法によって基準震度0.2に対し安全性を検討し、二次設計では本建物の保有耐力の検討を行い、必要な保有耐力とじん性(粘り)が得られるように適当な構造補強を行った。振動解析では、実際におきた各種の地震波を本建物のモデルに作用させて、その結果を比較検討して安全性を確認した。

本建物のように主要構造が鉄筋コンクリート(以下RCと略す)造とプレストレストコンクリート(PCと略す)造の併用造である9階建、高41.75mという大型建築物は、日本では実績に乏しい。この規模になると従来は、鉄骨鉄筋コンクリート(以下SRCと略す)造の実績が多く、耐震性能の信頼性も高くこれらは関東大震災の経験以来多くの地震で耐震性能を実証して来ている。

講義室・実習室等にスパン15mの比較的大空間を必要とすること、将来の用途(写真-3)

変更、部屋割り変更の改造にも対応できることなど設計計画上の理由から、長スパン高層建築が要求されたため、PC構造の採用を検討することになった。

スパン15mのPC造建築は、低層では例も比較的が多いが、高層になると実績が少なくなることが表-1でわかる。これはかつて建設大臣公告による高さ16m

表-1 階層別・施2件数・延べ面積³⁾

平屋建	308件	430.6延4m ²
2階建	310	738.2
3階建	180	573.9
4階建	96	336.6
5階建以上	73	322.6

昭和35年～昭和47年の累計

^{*}注— PC造の現行設計法にはPC造およびそれと一体となって架構を形成しているRC造の設計には、終局強度設計をもすることになっている。

の制限があったことにもよるが、耐震設計にも多少の不安があったことにもよろう。本設計では、SRC造より安価になると予想されること、適当のスパン長であること、さらに建設省建築研究所での研究の成果⁴⁾などでPC造の耐震性能が明らかにされたことにも確信を得てPC高層建築の設計に踏み切ることになった。以下に本建物についてすでに報告^{5), 6)}されていること、その他の資料を加えてまとめた。

2. 建物の概要

建築名称：福岡歯科大学3号館

建築名称：福岡市西区大字田

敷地面積：76,339 m²

建築面積：4,378 m²

延床面積：19,923 m²

最高軒高：41.75 m

最高部高：48.60 m

基準階高：4.15 m

構造：PC造，RC造 併用

規模：地上9階，ペントハウス2階，（地階はなし）

基礎：くい基礎（PCくい 500φ，300φ）

工期：昭和52年7月1日～昭和53年9月30日

使用材料：コンクリート 設計基準強度 300 kg/cm²

PC鋼材：フレシネケーブル（12～7φ）

鉄筋：SD40（柱・はり主筋）

〃：SD30（その他の補強筋）

本建物の基準階（2階～9階）の平面は図-1と図-2に示すように、中央部コアに、3組のH型耐震壁を均等に配置し、階段室、エレベーター室、便所などを集中させ、両サイドにスパン約15mの空間をとっている。桁行方向はスパン4.2mの柱を均等に並べている。プレストレスが導入されているのは張間方向の3スパン、計36mのはりで、桁行はり・柱・スラブ・壁などはRC造である。1階には構成部材の断面を小さくした食堂部分が加っているが、

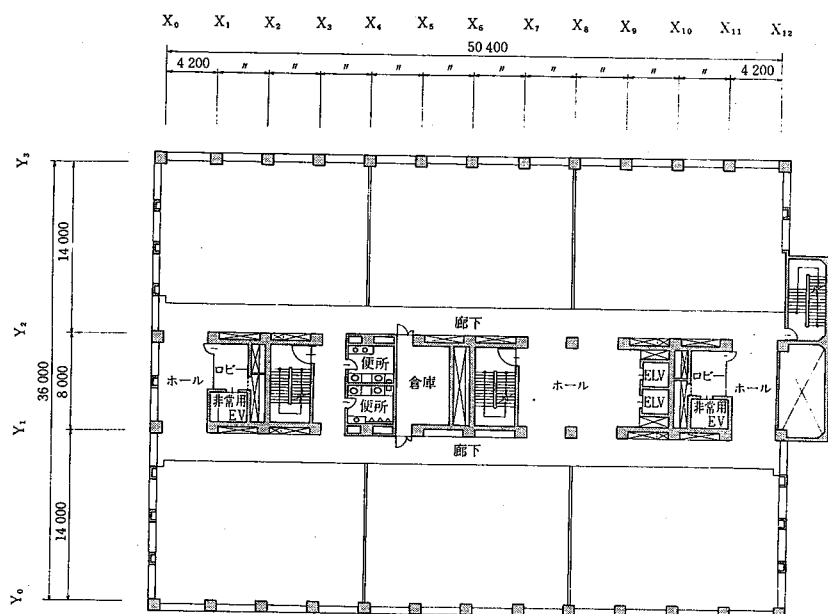


図-1 平面図

剛心と重心との偏心が小さく、基準階に近い平面にしている。

3. 構造設計

3.1 構造計画と設計方針

わが国でも前例の少ない、高層PC・RC併用造であり、実際の地震を履歴した建物の例が少なく、その経験を取り入れることができないため、本建物の構造計画は耐震性能を解りやすく解析でき、又高められるよう、シンプルな構造になるようにした。(図-3) 平面計画上の制約も多少はあったが(1階の食堂部の付け出し部など)、構造計画を最優先として設計を進めた。

3.1.1 構造計画

構造計画上の特に留意する点は、次の通りである。

(1) 建物の形状

地震時に建物が転倒したり、ねじれが生じないように、剛心と重心が一致するバランスのよい単純な形状とした。

(2) 耐震壁の形状と配置

平面計画上、壁量があまりとれなかったので、H形耐震壁とし、効果的に働くようにし、基礎が浮き上がり難いように、建物の中央部に均等にバランスよく配置した。特に張間方向は壁量が少ないので、壁厚の厚い効果的なH形壁とした。

(3) 柱・はりの形状と配置

すべての構造部材が曲げ破壊先行形の破壊形式となるように、各部材の細長比が $1/3$ 以下となるような断面形状とする。したがって、部材断面があまり大きくなり過ぎないように、地震力を耐震壁に分担させたり、柱の数を増して、柱の負担面積を減して、柱1本当たりの負担地震力を軽減させた。特に張間方向は長スパンであるので、桁行方向の柱間隔を4.2mに狭めた。

3.1.2 設計方針と仮定

- 1) 設計を進める手順は図-4のフローチャートに示す手順にする。
- 2) 本設計は原則として建築基準法・同施行令および日本建築学会の諸規準によって設計する。それに記載されていない部分は、別掲参考文献によって設計する。

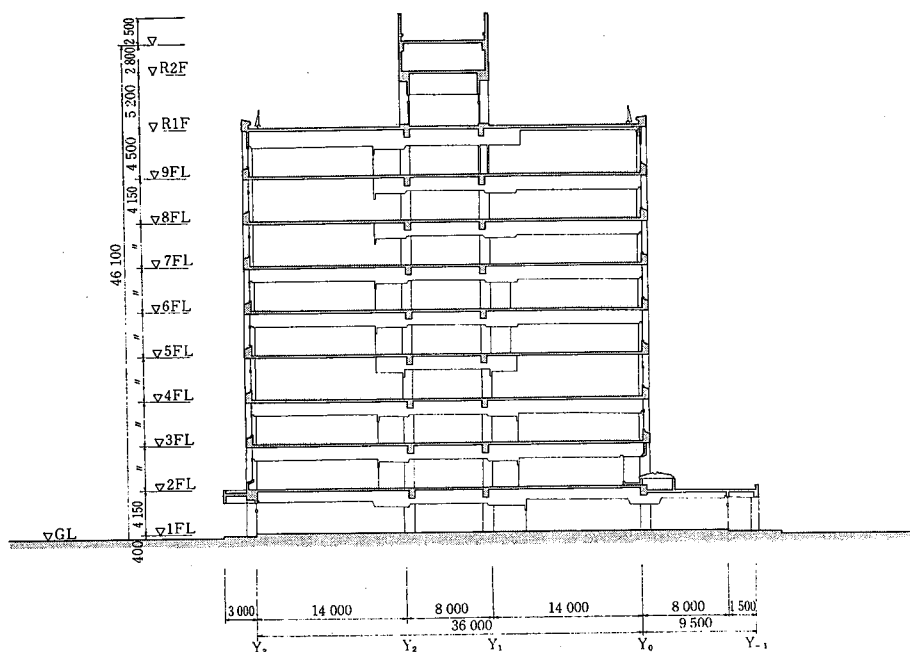


図-2 断面図

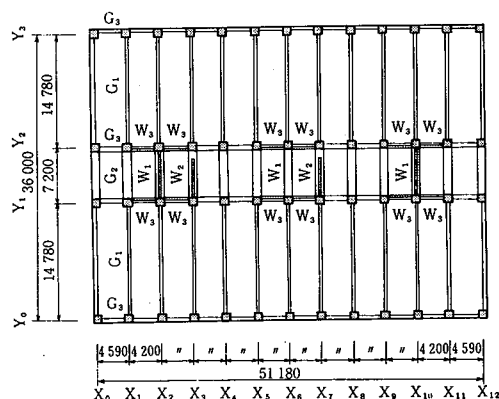


図-3 基準階伏図

- 3) 設計用荷重としては、固定荷重(G)、積載荷重(P)および地震荷重(K)とする。風荷重(W)は省略する。
- 4) 長期応力の算出は、全階が同時打設、同時緊張、同時載荷と仮定して行う。⁹⁾
- 5) コンクリート強度は、はり・柱・桁・耐震壁および床とも全て同じものとする。
- 6) 耐震壁は、面外効果および境界ばりを考慮し、ブレース置換を行って広力解析をする。
- 7) 地震時の広力解析は、耐震壁のせん断低下率 β を1.0と0.3の場合について行い、ラーメン部材設計には $\beta=0.3$ 、耐震壁設計時は $\beta=1.0$ の応力を採用する。
- 8) プレストレスによる不静定二次応力は、プレストレスの曲げ変形による節点の回転による応力と、軸変形による応力の組合せによる。
- 9) RC柱とRC桁の設計は、短期荷重 $G+P+1.5K$ に対し、終局耐力設計を行う。
- 10) 二次設計は、まず地震荷重第一案による検討を行って、塑性率と層間変位の耐震性能を確認する。次に各地震波による弾塑性応答解析を行って、耐震性を検討して二次設計を終える。
- 11) 架構の層保有耐力は、はりの降伏モーメントから柱のせん断力を求め、これに耐震壁の降伏せん断力を加えて求める。
- 12) 復元力特性は、ラーメンの

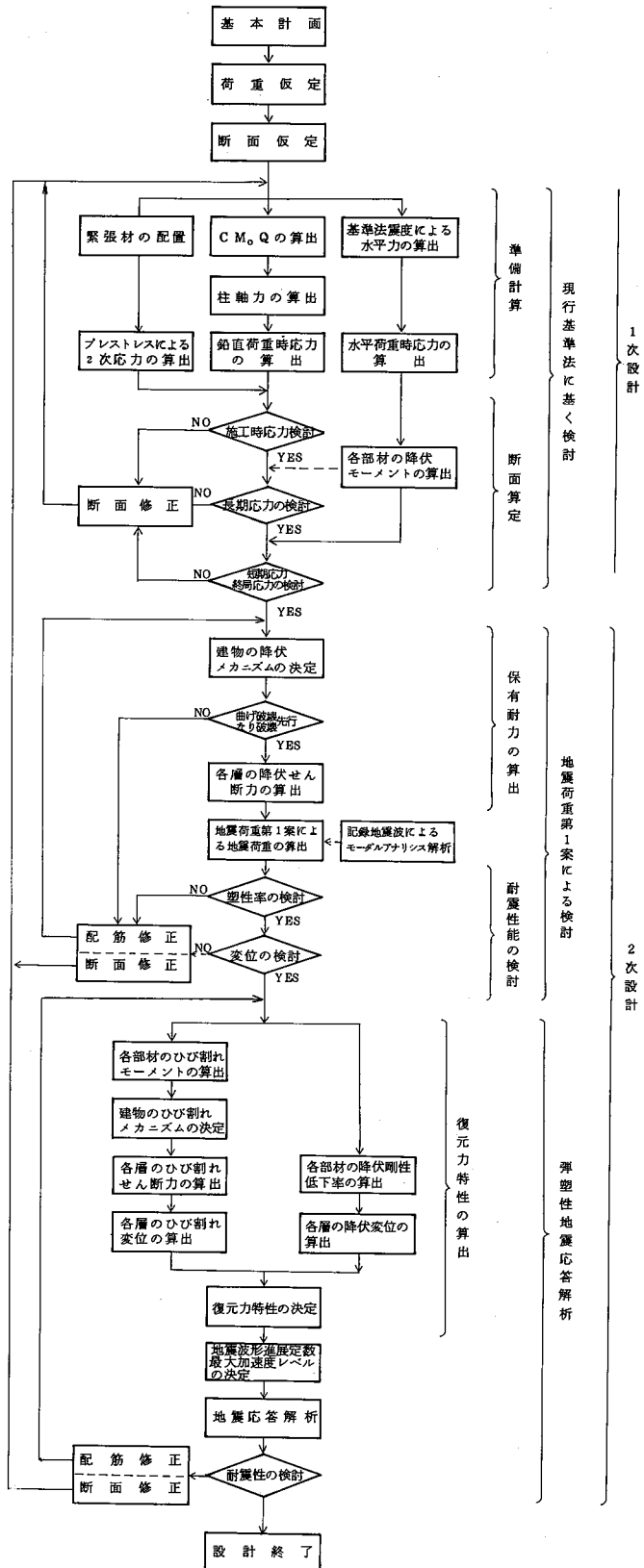


図-4 設計手順流れ図

はり降伏による履歴と耐震壁の履歴を合成して求める。

13) 振動解析

解析モデル 1 階固定 9 質点

振動型 弾塑性振動せん断系 D-Tri-Linear 型

採用地震波 EL CENTRO NS, HACHINOD NS, TAFT EW

3.2 設計条件

a) 使用材料および許容応力度

f_c : 許容圧縮応力度, f_t : 許容引張応力度, f_s : 許容せん断応力度

(1) RC 部分

コンクリート (kg/cm^2)

材 種	長 期			短 期		
	f_c	f_t	f_s	f_c	f_t	f_s
普通コンクリート ($F_c=300$)	100	—	8	150	—	12

鉄 筋 (kg/cm^2)

材 種	長 期			短 期		
	f_c	f_t	f_s	f_c	f_t	f_s
SD40	2,200 (2,000)	2,200 (2,000)	2,000	4,000	4,000	3,000
SD30	2,000	2,000	2,000	3,000	3,000	3,000

付 着 (kg/cm^2)

材 種	長 期		短 期	
	上端筋	その他	上端筋	その他
SD40 SD30 ($F_c=300$)	17	25.5	25.5	38.2

(2) PC 部分

コンクリート (kg/cm^2)

$1f_t$: 許容斜引張力度

材 種	プレストレス導入時			設 計 荷 重 時		
	f_c	f_t	$1f_t$	f_c	f_t	$1f_t$
普通コンクリート ($F_c=300$)	35	9.45	9.45	100	0	7

フレシネー7mmケーブル ($\text{ton}/\text{ケーブル}$) 断面積 4.62 cm^2

材 種	引張強度	降伏点強度	許容引張力	導 入 時 許容引張力
12-7φケーブル	76.2	67.2	49.4	53.5

杭

材 種	断 面 積 m^2	長期支持力 $\text{ton}/\text{本}$	曲げひび割れ モーメント $\text{tm}/\text{本}$	曲げ破壊 モーメント $\text{tm}/\text{本}$
PC杭 500φ (B種)	0.1159	115	15	27
" 300φ (")	0.0542	45	3.5	6.33

(3) 地盤および杭支持力

地震荷重第一案の地盤種別は、図-5

のような地質調査から第Ⅱ種とみる。

杭の支持力

P C 杭	長期支持力	曲げひび割 モーメント
500φ (B種)	115 t/本	15 t・m/本
300φ (B種)	45 "	3.5 "

第Ⅱ種地盤

$T_c : 0.5 \text{ sec}$

$G : 1.2$

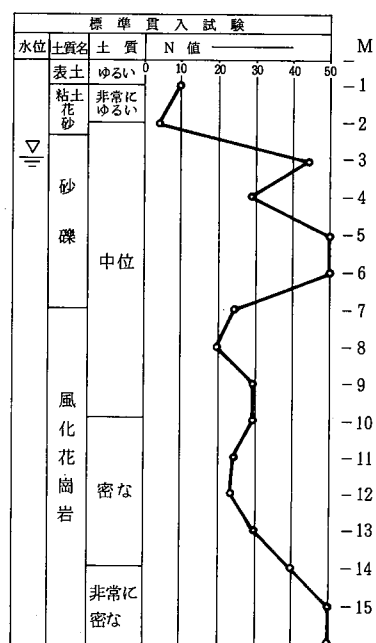


図-5 地盤調査図

b) 仮定荷重

(1) 床荷重 (kg/m^2)

		床版	ラーメン	地震	備考
ベントハウス屋根	DL	570	570	570	
	LL	500	500	500	
	TL	1070	1070	1070	
屋根	DL	570	570	570	
	LL	180	130	60	
	TL	750	700	630	
教室	DL	450	450	450	
	LL	230	210	110	
	TL	680	660	560	
事務室	DL	450	450	450	
	LL	300	180	80	
	TL	750	630	530	
便所	DL	755	755	755	間仕切壁 170 kg/m^2 を加算
	LL	180	130	60	
	TL	935	885	815	
階段	DL	815	815	815	
	LL	360	330	210	

(2) 壁荷重 (略)

(3) 柱目重 (略)

(4) はり自重 (略)

c) 断面仮定

柱・はり・壁やスラブの寸性は、表-2のように仮定する。柱は1～9階まで同一断面寸性、はり桁も各階の同位量では同一寸法とする。ラーメン架構に上方階と下方階が、あまり変わらない水平せん断力がかからないようにするため(広力の集中をさけるため)である。はりの中央断面は、 M_0 に対して安全のように定める。端部断面、柱や桁の断面は、床荷重を 1.5 t/m^2 と仮定してD値法によって、概略広力を求め、その広力に耐える大きさを仮定し、更に保有耐力がスパン方向で震度0.35、桁行方向で震度0.4程度の加速度による応力を上まわるような断面を仮定する。1～9階の断面

表-2 主要部材の断面寸法

(cm)			
名 称		階	断 面 寸 法
柱	C	1～9	90×90
	G ₁	1～9	90×90
梁	G ₂	1～9	80×80
	G ₃	1～9	90×50
壁	W ₁	1～3	40
		4～6	30
		7～9	20
	W ₂	1～9	20
		1～3	25
		4～6	20
	W ₃	7～9	15
		1～9	13
		1～9	13

の柱類を少なくすることは、型枠の作業を容易にし、鉄筋の加工その他の施工性を良くし、各種の仕上材の納りなどを単純化、標準化して、コストダウンにつながる。

3.3 準備計算

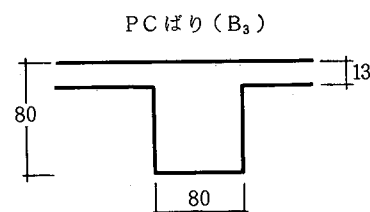
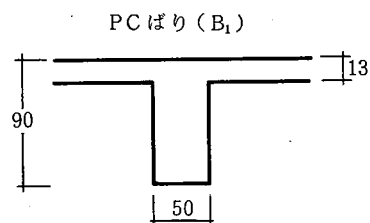
ラーメン内の耐震壁は、そのせん断剛性に等価なブレースに置換する。耐震壁周辺の柱、はりについて、柱は耐震壁の曲げ剛性と等価となるような2つの矩形断面に置換し、柱自身の曲げ剛性はないものとする。はり境界はりとの剛比を考慮してその剛性を10倍に増加させる。

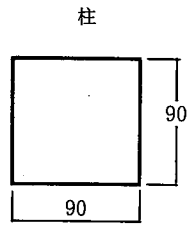
基礎は杭支持による独立基礎であるが、安全側の仮定となるピン支持とする。

a) 断面およびラーメンの諸数値

(1) 断面の形状および断面諸数値

	B ₁	B ₃
A _c (cm ²) × 10 ³	7.91	8.28
y _上 (cm)	28.4	32.4
y _下 (")	61.6	47.6
I _c (cm ⁴) × 10 ⁶	5.96	5.07
Z _上 (cm ³) × 10 ⁵	2.10	1.56
Z _下 (")	0.97	1.06
K _上	12.2	12.9
K _下	26.5	18.9





$$A_c \text{ (cm}^2\text{)} = 8.10 \times 10^3$$

$$y_{\text{上下}} \text{ (cm)} = 45.0$$

$$I = 5.47 \times 10^6$$

$$Z_{\text{上}} = 1.22 \times 10^5$$

$$K_{\text{上下}} = 15.0$$

耐震壁のブレース置換

耐震壁はその曲げ剛性とせん断剛性がそれぞれ等しい柱・ブレースに置換して扱う。

$$A_c = \frac{2I}{\ell^2}$$

$$A_B = \frac{\ell \cdot \beta \cdot A_w \cdot G}{2E \cos^2 \theta \cdot \kappa \cdot h}$$

A_c : 置換後の柱断面積

A_B : " ブレースの断面積

I : 置換前の(壁+柱)の断面2次モーメント

A_w : " の壁断面積

ℓ : スパン

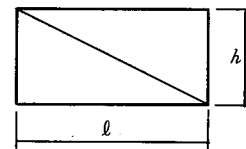
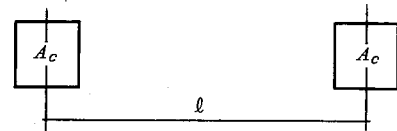
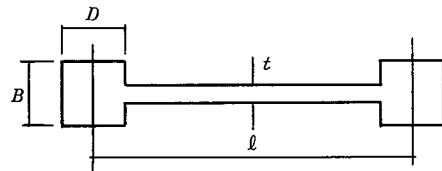
h : 階高

κ : せん断変形係数 ($\kappa=1.0$ と仮定)

E : ヤング係数

G : せん断弾性係数

β : せん断剛性低下率



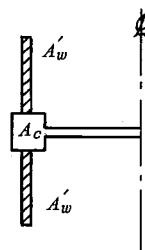
耐震壁のブレース置換

階			B	D	t	ℓ	h	A_c	A_B ($\beta=0.9$)	A_B ($\beta=0.3$)	* [A_c]
梁	103	R	0.9	0.9	0.2	7.22	4.5	0.969	0.783	0.235	1.96
	,	7~8	"	"	0.2	"	4.15	0.969	0.793	0.238	1.96
	107	4~6	"	"	0.3	"	4.15	1.046	1.19	0.357	2.366
	,	2~3	"	"	0.4	"	4.15	1.123	1.587	0.476	2.773
	111	1	"	"	0.4	"	5.05	1.123	1.563	0.469	2.773

$$[A_c] = A_c + \Sigma A'_w$$

A_c : ブレース置換した柱断面積

A'_w : 直向方向の壁断面積



b) C , M_0 , Q の計算(略)

c) 柱軸方向力の計算(略)

d) 地震時各階の重量計算と地震力の計算(略)

3.4 応力計算

プレストレス導入によって生ずる二次応力は、電算(FRAP)プレストレスによる軸圧縮力は直接に節点力として入力し、はりの曲げ変形によって生ずる二次応力は、プレストレス導入時に生ずる両端の回転を止める回定端モーメントを等価節点荷重として入力して求める。

節点回転角による固定端モーメントは次の式で求まる。

$$M_{AB} = \frac{2EI}{\ell} (2\alpha_{AB} + \alpha_{BA}) = P \frac{e}{\ell} \left(a \frac{e_b - e_a}{e} + b \frac{e_b}{e} \right)$$

$$M_{BA} = \frac{2EI}{\ell} (2\alpha_{BA} + \alpha_{AB}) = -P \frac{e}{\ell} \left(a \frac{e_b - e_a}{e} + b \frac{e_b}{e} \right)$$

$$P = 53.5 \quad 6 \times 0.9 = 288.9 \text{ t} \quad e = 30 \text{ cm} \quad e_a = -6.6, \quad e_b = 36.6$$

$$\ell = 13.9 \text{ m}, \quad a = 6.2 \text{ m}, \quad b = 1.5 \text{ m}$$

$$pM_1 = 288.9 \times \frac{0.30}{13.9} \left(6.2 \times \frac{0.366 + 0.066}{0.30} + 1.5 \times \frac{0.366}{0.30} \right) = 67.1 \text{ t} \cdot \text{m}$$

軸変形による固定端モーメントは

$$\delta = \frac{P\ell}{E p_2 A} = \frac{288.9 \times 13.9 \times 10^5}{2.5 \times 10^5 \times 7.91 \times 10^3} = 0.203$$

$$pM_2 = 6EKR = 6 \times 2.5 \times 10^5 \times \frac{5.47 \times 10^6}{4.15 \times 10^2} = 96.7 \text{ t} \cdot \text{m}$$

pM_1 は、各階の該当節点に固定端モーメントとして加わり、 pM_2 は、1階の柱にのみかかるものとみなす。

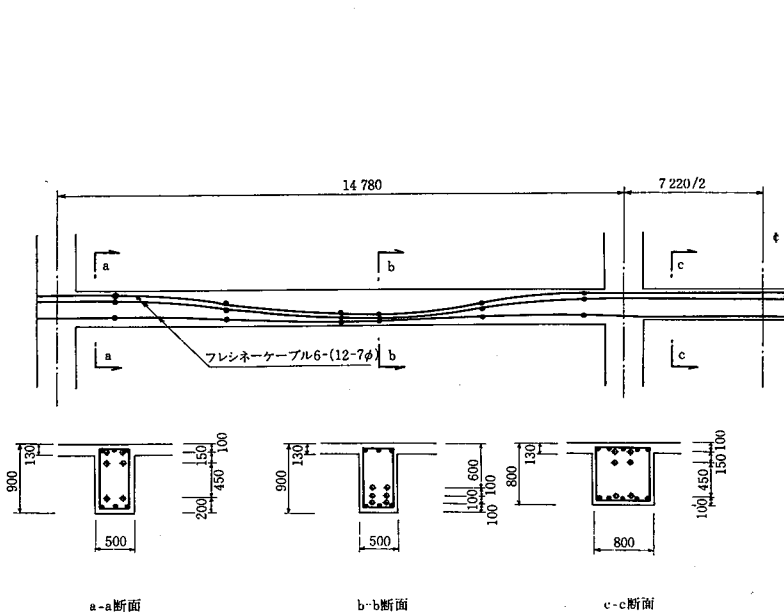


図-6 PCケーブル配線図

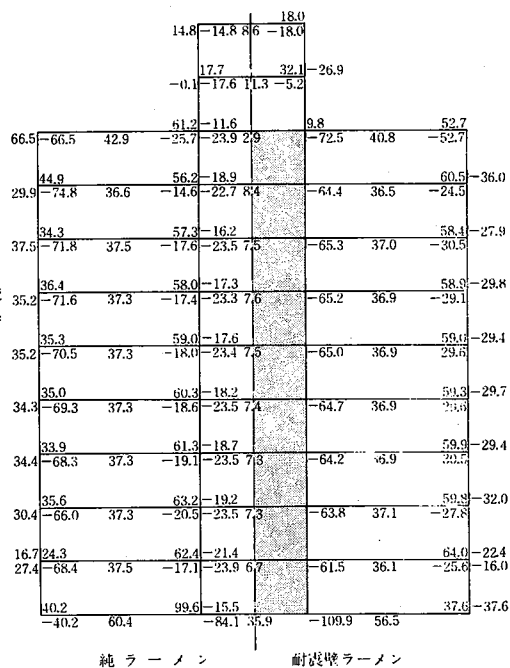


図-7 積載荷重による応力

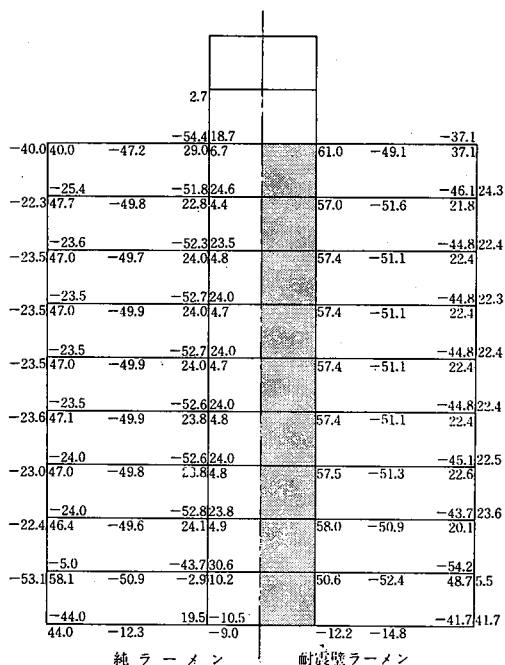


図-8 プレストレスによる二次応力

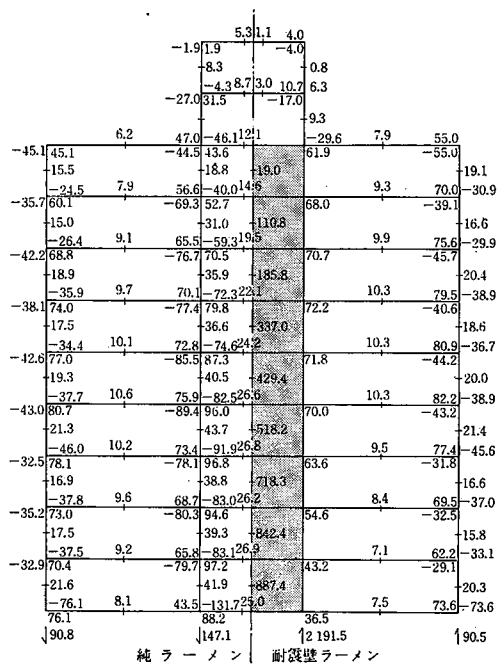


図-9 張間方向地震応力

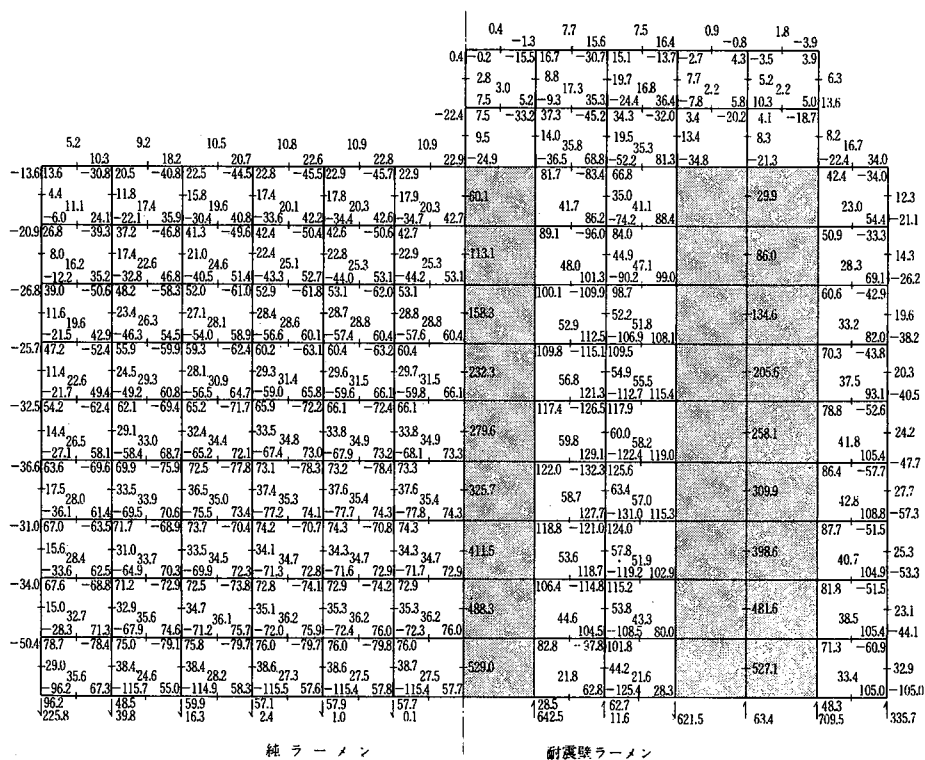


図-10 桁行方向地震応力

3.5 はり、柱、桁の設計

架構の急激な剛性低下や、ぜい性破壊を避け、じん性性能を良くするため、次の点に注意して設計を進める。

- (1) はり，桁の配筋は釣り合い鉄筋比以下とする。
- (2) はりの鉄筋係数が 0.3 以下（最大鉄筋比 $P \leq 0.3 \times F_c / \sigma_y$ ）とする。
- (3) 柱の短期軸方向応力度は $1/3 F_c$ 以下とする。
- (4) PC ばり端部の曲げ圧縮部を，破壊時の圧縮変形能力を増大させるため，円形スパイラル筋で補強する。（コンファインドコンクリート＝横方向拘束状態コンクリートとする）

a) PC ばりの設計

PC ばりの断面算定は，次の方針で行う。

- i) 長期諸応力に対する部材の応力度が，それぞれの許容応力度以下になるように設計する。

$$\sigma_{(上)} = \frac{N}{A} + \frac{M}{Z_{上}} \leq f_c \quad \text{or} \quad \geq f_t$$

$$\sigma_{(下)} = \frac{N}{A} - \frac{M}{Z_{下}} \leq f_c \quad \text{or} \quad \geq f_t$$

$$M = M_T + P \cdot e$$

N : はりの軸力（プレストレス力＋不静定力）

M_T : $(G + P)$ ＋不静定力による曲げモーメント

P : 有効プレストレス力

e : PC ケーブルの偏心距離

- ii) 曲げひび割れ安全度の検討は省略する。理由は本建物のように高層建物になると，はり中央の断面よりもはり端部で断面がきまり，それも水平力のかかる短期応力できまるからである。参考までにひび割れ曲げモーメント M_{cr} の算出式を表わすと

$$M_{cr} = \left(\frac{5}{3} \sigma_t + \frac{P e}{Z} + \frac{N}{A} \right) Z$$

σ_t : コンクリートの引張強度 ($0.007 F_c = 21 \text{ kg/cm}^2$)

曲げひび割れ安全度 F_{cr} は

$$F_{cr} = M_{cr} / M_T \geq 1.3$$

- iii) 曲げ破壊耐力 M_B を算出して，破壊の検討を行う。

$$M_B = A_s \sigma_{sy} (d - 0.5n) + A'_s \sigma'_{sy} (d' - 0.5n)$$

A_s : PC ケーブル鋼線の断面積（引張側のみ）

σ_{sy} : " " の降伏応力度

A'_s : 普通鉄筋の断面積（引張側のみ）

σ'_{sy} : " " の降伏応力度

n : 圧縮縁端から中立軸までの距離

$$M_B \geq M_T + 1.5 M_K$$

$$\geq 2 M_T$$

- iv) セン断に対する検討

長期応力時は十分安全なので短期応力時のせん断破壊に対して検討する

$$Q_B = \frac{b_0 I \tau}{S_0} = \frac{b_0 I}{S_0} \times \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_g + 2\phi \sigma_t)^2 - \sigma_g^2}$$

Q_B : せん断破壊耐力

b_0 : 重心軸における断面の幅

S_0 : 重心軸以上の断面の重心に対する断面 1 次モーメント

I : 重心軸に関する断面 2 次モーメント

σ_g : N/A

σ_t : コンクリートの引張強度 ($0.07 F_c = 21 \text{ kg/cm}^2$)

ϕ : 安全率 (0.5)

$$Q_D = Q_L + \frac{\Sigma M_B}{\ell'}$$

Q_D : せん断破壊検討用せん断力

Q_L : 長期せん断力

M_B : はり端の破壊曲げモーメント

ℓ' : はりのうちのリスパン

とすると Q_B と Q_D の関係は

$$Q_B < Q_D$$

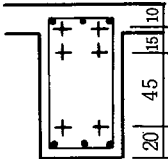
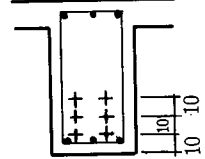
の場合は, せん断補強筋を配置して, 下式になるようにする。

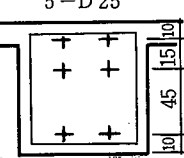
$$Q_B \geq Q_D$$

表-3 PCばりの長期応力度の算出表

	フレーム	102					
		B_1			B_3		
	はり記号	2.5	中央	3, 4	3	中央	4
	位置						
	はり寸法	900×500			800×800		
	A (cm ²)	7906			8277		
	Z (cm ³)	$Z_{\pm}=209,751, Z_F=96,753$			$Z_{\pm}=156,440, Z_F=106,485$		
2 F	N (t)	255	229.3	203.1	203.1	199.5	203.1
	$M_{\text{長}}$ (t・m)	-68.4	37.5	-62.4	-23.9	6.7	-23.9
	$M_{\text{不}}$ (")	58.1	50.9	43.7	4.9	7.5	10.2
	P_e (")	-12.6	-95.3	-10.0	1.9	-1.9	1.9
	ΣM (")	-27.8		-28.7	-17.1	12.3	-11.8
	N/A (kg/cm ²)	+32.2	+29.0	+25.6	+24.7	+24.4	+24.7
	$\Sigma M/Z$ (") $\left\{\begin{smallmatrix} \pm \\ \mp \end{smallmatrix}\right.$	-13.3 +28.8	+3.3 -7	-13.6 +29.5	-10.9 +16.1	+7.9 +11.6	-7.5 +11.1
	σ (") $\left\{\begin{smallmatrix} \pm \\ \mp \end{smallmatrix}\right.$	+18.8 +61.0	+32.3 +21.9	+12.0 +55.1	+13.8 +40.8	+32.1 +56.5	+17.2 +41.9
							OK
	フレーム	102					
		B_1			B_3		
	はり記号	2.5	中央	3, 4	3	中央	4
	位置						
	はり寸法	900×500			800×800		
	A (cm ²)	7906			8277		
	Z (cm ³)	$Z_{\pm}=209,751, Z_F=96,753$			$Z_{\pm}=156,440, Z_F=106,485$		
5 F	N (t)	255	229.3	203.1	203.1	199.5	203.1
	$M_{\text{長}}$ (t・m)	-69.3	37.3	-60.3	-23.5	7.4	-23.5
	$M_{\text{不}}$ (")	47.1	49.8	52.6	4.8	4.3	4.8
	P_e (")	-12.6	-95.4	-10.0	1.9	-1.9	1.9
	ΣM (")	-34.8	-8.3	-17.7	-16.8	+10.3	-16.8
	N/A (kg/cm ²)	+32.2	+29.0	+25.7	+24.5	+24.1	+24.5
	$\Sigma M/Z$ (") $\left\{\begin{smallmatrix} \pm \\ \mp \end{smallmatrix}\right.$	-16.6 +35.9	-4.0 +8.0	-8.5 +18.3	-10.6 +15.5	+6.5 -9.6	-10.6 +15.5
	σ (") $\left\{\begin{smallmatrix} \pm \\ \mp \end{smallmatrix}\right.$	+15.6 +68.1	+25.0 +37.6	+17.2 +44.0	+13.9 +40.0	+30.6 +14.5	+13.9 +40.0
							OK

iii) PCばり曲げ破壊耐力の検討 (その1)

	B_1 (端部)		B_1 (中央部)	
上 端 引 張	$n = \frac{(62.4 \times 4 + 20.2 \times 3) \times 10^3}{50 \times 300} = 20.7 (\text{cm})$ $M_B = A_s \sigma_{sy} (d - 0.5n) + A'_s \sigma'_{sy} (d' - 0.5n)$ $= 62.4 \times 4 (0.725 - 0.5 \times 0.207)$ $+ 20.2 \times 3 (0.85 - 0.5 \times 0.207)$ $= 155.0 + 45.2 = 200.2 (\text{t} \cdot \text{m})$			
下 端 引 張	$n = \frac{(62.4 \times 2 + 20.2 \times 3) \times 10^3}{312 \times 300} = 2.0 (\text{cm})$ $M_B = 62.4 \times 2 (0.7 - 0.5 \times 0.02)$ $+ 20.2 \times 3 (0.85 - 0.5 \times 0.02)$ $= 87.2 + 50.9 = 138.1 (\text{t} \cdot \text{m})$	3-D25 フレシネーケーブル 6-(12-φ7) $b \times D = 50 \times 90$	$n = \frac{(62.4 \times 6 + 20.2 \times 3) \times 10^3}{312 \times 300} = 4.6 (\text{cm})$ $M_B = 62.4 \times 6 (0.7 - 0.5 \times 0.046)$ $+ 20.2 \times 3 (0.85 - 0.5 \times 0.046)$ $= 253.5 + 50.1 = 303.6 (\text{t} \cdot \text{m})$	3-D25 フレシネーケーブル 6-(12-φ7) $b \times D = 50 \times 90$

	B_3 (端部)		B_3 (中央部)	
上 端 引 張	$n = \frac{(62.4 \times 4 + 20.2 \times 5) \times 10^3}{80 \times 300} = 14.6 (\text{cm})$ $M_B = 62.4 \times 4 (0.625 - 0.5 \times 0.146)$ $+ 20.2 \times 5 (0.75 - 0.5 \times 0.146)$ $= 137.8 + 67.8 = 205.6 (\text{t} \cdot \text{m})$		端部と同じ $M_B = 205.6 (\text{t} \cdot \text{m})$	端部と同じ
下 端 引 張	$n = \frac{(62.4 \times 2 + 20.2 \times 5) \times 10^3}{224.4 \times 300} = 3.4 (\text{cm})$ $M_B = 62.4 \times 2 (0.7 - 0.5 \times 0.034)$ $+ 20.2 \times 5 (0.75 - 0.5 \times 0.034)$ $= 85.2 + 74.0 = 159.2 (\text{t} \cdot \text{m})$	5-D25 フレシネーケーブル 6-(12-φ7) $b \times D = 80 \times 90$	$M_B = 159.2 (\text{t} \cdot \text{m})$	

PCばりの曲げ破壊耐力の検討 (その2)

B_1 （端）						B_1 （中央）			B_3 （端）						B_2 （中央）				
F	M_T	$2M_T$	$1.5M_K$	$M_{短}$	M_B		M_T	$2M_T$	M_B		M_T	$2M_T$	$1.5M_K$	$M_{短}$	M_B		M_T	$2M_T$	M_B
R	-319	-638	+68	-999 544	-200 138	OK	879	176	303	OK	-183	-37	+655	-84 +48	-205 +159	OK	86	-205 +159	OK
9	-332	-664	+902	-124 722	"	"	791	158	"		-189	-38	+791	-98 +61	"		122		
8	-310	-620	+103	-134 84	"	"	796	159	"		-194	-39	+106	-115 +87	"		116		
7	-308	-616	+111	-142 90	"	"	794	159	"		-194	-39	+1188	-138 +100	"		117		
6	-298	-596	+1154	-145 94	"	"	795	159	"		-193	-39	+131	-130 +113	"		116		
5	-287	-574	+121	-150 97	"	"	795	159	"		-196	-39	+144	-163 +125	"		115		
4	-278	-556	+117	-145 92	"	"	794	159	"		-194	-39	+145	-164 +126	"		114		
3	-266	-532	+110	-187 84	"	"	795	159	"		-198	-40	+142	-162 +122	"		110		
2	-223	-446	+101	-123 78	"		784	157	"		-205	-41	+146	-46 +120	"		128		

IV) せん断に対する検討

$$B_1 \quad 90 \times 50$$

$$Q_D = Q_L + \Sigma M_B / \ell'$$

$$= 26.5 + 337 / 13.88 = 50.8 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q_B = \frac{b_0 I R}{S_0}$$

$$= \frac{50 \times 5.96 \times 10^6}{9.48 \times 10^4} \times \frac{1}{2} \sqrt{(32.2 + 21)^2 - 32.2^2}$$

$$= 66.3 \text{ ton}$$

$$Q_B > Q_D \quad \text{OK}$$

スターラップはRC規準による。

D 13 @ 250 (中央)

D 13 @ 125 (端)

B₃ (略)

b) RC桁の設計

- i) 曲げ応力の算定はRC造規準の断面算定図表より求める。短期設計用曲げモーメントは、フェイスモーメント M_{KF} を 1.5 倍した値を用いる。

$$M_{短} = 1.5 \times M_{KF} + M_T$$

ii) せん断応力の算定

桁の短期設計用せん断力 Q_D は次式による。

$$Q_D = Q_L + \Sigma M_y / \ell'$$

$$M_y = 0.9 \times a_t \sigma_y d$$

許容せん断力 Q_A は次式による

$$Q_A = b_j \{ \alpha f_s + 0.5 w f_t (P_w - 0.002) \}$$

iii) 付着・定着に対する検討

付着検討用せん断力は Q_D を使用する。

$$\Psi = Q_D / f_{aj}$$

$$\ell_d = \sigma_t \cdot a / 0.8 f_a \Psi + j$$

定着長さ ℓ は次式による。

$$\ell = \sigma_t a / f_a \cdot \Psi$$

算定した結果の一例を表-4に示す。

(フレーム② 102 ~ 103 5FのRC桁)

表-4 RC桁の断面算定

フ レ ー ム		2		
階 層		5 F		
位 置		102	中 央	103
長 期	M (tm) 上	-1.96		-4.03
	M (tm) 下		1.63	
	Q (t)	3.42		4.41
水 平	M'	±73.3		±73.3
	Q		34.9	
短 期	M 上	-88.4		90.4
	M 下	84.4	1.63	-82.4
	Q		39.3	
断 面	b × D	50 × 90		
	d (cm)	85		
	j (cm)	74.4		
	bd ² (10 ⁵)	3.613		
C kg/cm ²	長	0.5		1.1
	短	24.5		25.0
P _t (%)	上	0.68		0.7
a _t (cm ²)	上	28.9		29.8
	下	28.9		29.8
配 筋	上	5-D29		5-D29
	下	5-D29		5-D29
配 筋 a _t	上	32.1		32.1
	下	32.1		32.1
M _y (tm)	上	98.2		98.2
	下	98.2		98.2
ΣM _y (σ)		196.4		
ℓ' (m)		3.3		
Q _D (t)		63.9		
Ψ (cm)		45		45
Q/f _{aj} (cm)				34
判 定		OK		
f _s b _j 長 (短) (t)		29.8 (44.7)		
判 定		α=1.20 (53.6)		
ΔQ (t)		10.3		
P _w (%)		0.40		
あばら筋		2-D16	⊙15 cm	

c) 柱の設計

- i) 一次設計は弾性解析による応力によって必要配筋量を求め、架構の破壊形式を、はり破壊先行形とするため

$$M_{y\text{柱}} > \frac{1}{2} \Sigma M \text{ はり}$$

となるよう、柱の降伏曲げモーメント $M_{y\text{柱}}$ を定める。その算定式は次の式による。

$$M_y = 0.8 a_t \cdot \sigma_t \cdot D + 0.5 N D \left(1 - \frac{N}{b D F_c} \right)$$

$$\text{但し } \frac{N}{b D F_c} \leq 0.4 \text{ とする。}$$

ii) セン断の検討

柱の短期設計用せん断力 Q_D は柱の曲げ降伏時のせん断力を使用する。

$$Q_D = \Sigma M_{y\text{柱}} / \ell'$$

柱の許容せん断力 Q_{AL} , Q_{AS} は次式による。

$$Q_{AL} = b_j \alpha f_s$$

$$Q_{AS} = b_j \{ f_s + 0.5 w f_s (P_w - 0.002) \}$$

iii) 付着・定着に対する検討は、桁と同様とする。

表-5 柱の断面算定(2-102, 2階柱の場合)

柱記号	方 向	位 置	長 期			水 平			短 期※1			断 面		長 期			短 期			a_t (cm ²)	(0.8%) a_g (cm ²)
			N (t)	M (t・m)	Q (t)	N (t)	M (t・m)	Q (t)	N (t)	M (t・m)	Q (t)	$b \times D$ (cm)	bD bD^2	N bD	M bD^2	P_t (%)	N bD	M bD^2	P_t (%)		
2C ₁₀₂	x	T	327.8	0.53	0.14	478	5400	3293	3995	8153	4954	90×90	×10 ⁸ 8.10	40.5			493	1118	0		648
		B		0.05			5304		256.1	796.1									316		
	y	T	1208	7.53	73.6	2878	20.24	4382	5525	3789	×10 ⁵ 729	26			54.1	7.58	0				
		B	1920			3713		2174	7490						268	1027	0				

柱記号	配 筋		方 向	位 置	柱の M_y		h'	Q_{D1} (t)	はりによる M_g		Q_{D2} (t)	ψ (cm)	短期 Q/f_{aj} (cm)	判 定	短期 $Q_A = f_{sbj}$ (t)	判 定	P_w (%)	帯筋 2-D 13 (cm)
					a_t (cm ²)	M_g t・m			Σa_t	M_g								
2C102	 8-D35 8-D35		x	T	28.71	80.55		49.57				330	181	OK	7749	OK	0.20	125
			x	B			3.25											
			y	T	28.71	82.01		50.47				330	138	OK	7749	OK	0.20	125
			y	B														

※1 短期応力 = $(G + P) + 1.5 K$

d) 耐震壁の設計

i) 耐震壁の許容水平せん断力 Q_A は、次式のうち、いずれか大きい方をとる。

$$Q_{A1} = r t \ell f_s$$

$$Q_{A2} = r (Q_w + \Sigma Q_c)$$

ただし r : 開口に対する低減率

Q_w : 無開口壁板の壁筋の負担できる許容水平せん断力

Q_c : 壁板周辺の柱 1 本が負担できる許容せん断力

$$Q_w = P_s t \ell' f_t$$

$$Q_c = b_j \{ 1.5 f_s + 0.5 w f_t (P_w - 0.002) \}$$

判定

$$Q_A \geq Q_D$$

表-6 耐震壁の断面算定

ラーメン	階	Q_w の算定					ΣQ_c の算定					Q_A (t)	Q_{D1} $\beta=0.3$	Q_{D2} $\beta=1.0$	判定
		t (cm)	ℓ' (cm)	配筋	P_s (%)	Q_w (t)	柱数 (本)	$b \times D$	帯筋	P_w (%)	Q_c				
103	4	30	632	2D19 @200	0.957	5442	2	90×90	4D13 @125	0.45	2912	8354	5182	5961	OK
	3	40	632	2D22 "	0.968	7340	2	90×90	4D13 "	0.45	2912	10252	7183	7912	"
	2	40	632	2D25 "	1.2	9101	2	90×90	4D13 "	0.45	2912	12013	8424	9417	"
	1	40	632	2D25 "	12	9101	2	90×90	4D16 "	0.71	3434	12533	8874	10956	"

4. 耐震性の検討

以上が、現行建築基準法に基づいた基準震度 0.2 を用いた耐震設計である。

しかしながら、実際の地震時の震度は、それより大きく、建物に作用する震度は更に大きいということは、今までの地震記録からも衆知の事実である。

建築学会の「RC 構造規・同解説」には、この点を指摘して、次のように述べている。

「地震時の地面の運動は地盤の硬軟によってその性質を異にするが、概して固有周期の短い構造物に対しては大きな応答加速度を生じさせるもので、もしその短周期構造物が完全弾性である場合には地面加速度の 3 倍ないし 4 倍程度の応答加速度を生起させることは地震時の実測記録からも通常みられることである。

大地震時に推定される地表面震度は 0.2 以上、すなわち加速度で 0.2 g 以上であるから、短周期構造物の弾性応答加速度は地盤の影響を考慮に入れても設計に規定されている震度をはるかに上まわる可能性がある。

このような事情にありながら建物が大地震に耐えるのは

(i) 設計震度に対し十分な余剰強度をもつ。

(ii) 構造各部が降伏し震力（応答加速度）はある値以上に上がらないが、これに伴う変形に十分耐えるような降伏後の粘りをもつ。

のいずれか、あるいはその両者の組合わさった状態にあるからである。」

本設計は、この考えに立ち(i)については地域、地盤、建物の構造特性等を考慮して、建物の保有耐力の目標を0.35と設定して建物に余剰強度を与える。特に実際の地震力と基準法震度による地震力との違いにより、上層階の強度が不足することが考えられるので、上層階には更にそれ以上の強度を与える。(ii)については、地震荷重第1案および弾塑性応答解析により大地震時の変形量を求め安全性を検討する。また建物の平面・立面計画、部材設計に当って、十分な変形能力をもつことができるよう種々の配慮をする。

4.1 地震荷重第1案による検討

4.1.1 弾性応答せん断力の算定

検討用速度応答値 V_D は次式により算出する。

$$V_D = Z \cdot G \cdot S \cdot D \cdot V_0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし $Z = 0.8$ (地域係数)

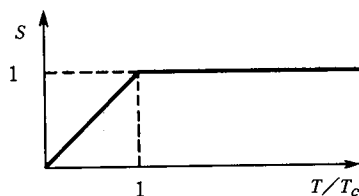
$G = 1.2$ (地盤種別により定まる係数で第2種地盤とする)

$S =$ (建物の固有周期と地盤の限界周期 T_c により下図で定まる)

$T_c = 0.5 \text{ sec}$ (第2種地盤の限界周期)

$D = 0.8$ (建物の減衰性により定まる係数)

$V_0 = 85 \text{ cm/sec}$ (基準速度応答スペクトル値)



建物の X , Y 方向の1次から3次までの固有周期は次の通りである。

$$X_1 = 0.742^{\text{sec}} \quad X_2 = 0.269^{\text{sec}} \quad X_3 = 0.195^{\text{sec}}$$

$$Y_1 = 0.910 \quad Y_2 = 0.312 \quad Y_3 = 0.212$$

(1)式により X , Y 方向の3次までの検討用速度応答値を求める。

$$V_{X1} = 0.8 \times 1.2 \times (0.742/0.5 = 1) \times 0.8 \times 85 = 65.28 \text{ sec}$$

$$\text{同様に } V_{X2} = 35.12 \quad V_{X3} = 25.46$$

$$V_{Y1} = 65.28 \quad V_{Y2} = 40.73 \quad V_{Y3} = 27.68 \text{ sec}$$

Y 層の弾性応答せん断力は次式により算出する。

$$Q_{rD} = \sqrt{\frac{k}{i=1} \left(\sum_{j=r}^n m_j \cdot \beta_i \cdot u_{ji} \cdot w_i V_D \right)^2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ただし $m_j = j$ 層の質量

$\beta_i = i$ 次の刺激係数

$u_{ji} = j$ 層の i 次固有モード

$w_i = i$ 次の固有円振動数

$k =$ 考慮すべきモードの最大次数

$n =$ 層数

4.1.2 耐震性の判定

弾塑性応答を考えたときの各層の応答変位 δ_r および塑性率 μ_r は次式で算定する。

$$\delta_r = \mu_r \cdot \delta_{re} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{Q_{rD}}{Q_{ru}} \right)^2 + 1 \right\} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ただし δ_{re} : r 層の弾性限層間変位

Q_{ru} : r 層の保有せん断力 (算出方法・次章)

上記応答値に対し、次式により耐震性を判定する。

$$\mu_r \leq \frac{\mu_a}{I_r} \dots\dots\dots (5)$$

$$\frac{\delta_r}{H_r} \leq \frac{1}{125} \dots\dots\dots (6)$$

$$\frac{\sum_{r=1}^n \delta_r}{\sum_{r=1}^n H_r} \leq \frac{1}{150} \dots\dots\dots (7)$$

ただし

μ_a : 3.5

I_r : 建物の用途および部分によって定まる重要度係数で、最下層で 1.6、最上層で 1.3 とし中間層は直線補間する。

以上の計算の結果を表-7 に示す。計算の結果最上階における建物の絶対変位は、Y 方向で 14.20 cm、X 方向で 11.93 cm である。方位角は各々 Y 方向 1/259、1/308 でいずれも許容変位内にある。

表-7 地震荷重第一案による検討

階	Y 方 向					X 方 向					許 容 値	
	保有耐力 Q_{ru} (t)	応答 せん断力 Q_r^D (t)	塑性率 μ	応答変位 δ_r (cm)	変位角 δ_r/H_r	保有耐力 Q_{ru} (t)	応答 せん断力 Q_r^D (t)	塑性率 μ	応答変位 δ_r (cm)	変位角 δ_r/H_r	塑性率 μ_a	変位角
9	3648	2923	—	1.64	1/274	3197	3240	—	0.93	1/484	2.57	
8	3776	4216	1.12	1.65	1/252	4105	4902	1.21	1.06	1/392	2.52	
7	4176	5276	1.30	1.73	1/240	5231	6351	1.22	1.18	1/352	2.46	
6	4563	6150	1.41	1.72	1/241	6036	7592	1.28	1.24	1/335	2.41	
5	4886	6916	1.50	1.71	1/243	6707	8649	1.32	1.32	1/314	2.36	1/125
4	5144	7606	1.59	1.67	1/249	7243	9542	1.29	1.33	1/312	2.32	
3	5338	8223	1.69	1.54	1/269	7646	10288	1.40	1.27	1/327	2.27	
2	5647	8793	1.71	1.39	1/299	7968	10917	1.44	1.20	1/346	2.23	
1	8799	9147	1.04	1.16	1/435	10672	11311	1.12	1.20	1/421	2.19	

4.2 弾塑性地震応答解析

4.2.1 復元力特性のモデル化

建物全体の剛性をラーメン耐震壁の 2 部分に分解し各々のひび割れ発生点と降伏点の水平力と変位を算出することによって復元性特性をモデル化する。算出仮定を以下で説明し、復元力特性諸定数を表-8 に示す。

表-8 復元力特性諸定数

階	階 高 H (m)	重 量 W (t)	張 間 方 向					桁 行 方 向				
			初期剛性 K_1 (t/cm)	2次剛性 K_2 (t/cm)	3次剛性 K_3 (t/cm)	ひび割れ 耐力 Q_1 (t)	降伏耐力 Q_2 (t)	初期剛性 K_1 (t/cm)	2次剛性 K_2 (t/cm)	3次剛性 K_3 (t/cm)	ひび割れ 耐力 Q_1 (t)	降伏耐力 Q_2 (t)
9	4.5	3687	2245	649	352	1508	2341	4308	1728	505	941	2207
8	4.15	2527	3254	944	323	2190	2581	6222	1047	434	1775	3868
7	4.15	2501	3958	897	401	2011	3480	7334	1263	567	1848	4407
6	4.15	2517	4738	1034	321	2249	3635	8206	1388	752	2259	5349
5	4.15	2532	5502	1148	371	2190	4117	9495	1529	839	2325	5461
4	4.15	2532	6508	1475	436	2130	4374	10615	1877	1084	2383	5743
3	4.15	2596	8315	1945	328	2356	4233	12894	2076	0	2802	7646
2	4.15	3038	11074	2737	394	2316	4407	16200	2608	0	2863	7968
1	4.15	3322	15772	3080	504	2243	5009	20567	3039	586	3795	8188

(1) ラーメンの復元力特性の算出方法

a) 初期剛性

コンクリート断面の弾性剛性とする。建物に逆三角形の水平力を静的に作用させた時のラーメンの分担層せん断力 Q_r と層間変位 δ_1 より次式で求める。

$${}_rK_1 = {}_rQ_1 / \delta_1$$

b) ひび割れ層せん断力およびひび割れ変位

各部材のひび割れモーメントは次のように算出する。

〔RC部材〕¹²⁾

$$M_c = (42 + 370 P_t) b D^2 + \frac{ND}{6}$$

ただし柱については軸力は長期軸力を用いる。はりについては長期モーメント軸力による影響は考慮しない。

〔PC部材〕¹²⁾

PCばりのひび割れモーメントはPC鋼材の偏心による応力が長期荷重で相殺されるものとして次式で求める。

$$M_c = \left(\frac{z_{\text{上}} + Z_{\text{下}}}{2} \right) \times \left(\frac{\eta P}{A} + \frac{5}{3} \sigma_t \right)$$

各層のひび割れ層せん断力は、各節点における柱はりの各々のひび割れモーメントを合計した値のうち小さな方の値を他方の弾性剛比に応じて分配することにより応力図を作成し、その応力図の各層の柱のせん断力を合計することにより求める。(図-11～図-12)

()内はフェイスモーメント

[illegible]

図-11 ひび割れ層せん断力の算出(102～112 ラーメン)

		14.1	(32.4) 26.1		15.8	(33.2) 26.1		15.8	(33.2) 26.1		
(32.4) 27.6	26.1 (32.4) (15.5) 10.6		(65.6) 55.9	26.1 (33.2)		(66.4) 56.6	26.1 (33.2)				
			21.6			21.8					
	10.7 (15.5)	14.1	(32.4) 26.1	21.8 (30.5)		(33.2) 26.1	22.1 (31.9)		(33.2) 26.1		
(16.9) 13.2	26.1 (32.4) (17.6) 8.3		(34.1) 26.5	26.1 (33.2)		(34.5) 26.1	26.1 (33.2)				
			16.8			17.0					
	13.9 (17.6)	15.3	(35.2) 28.3	28.0 (35.6)		(36.0) 28.3	28.4 (36.0)		(36.0) 28.3		
(17.6) 13.8	28.3 (35.2) (17.6) 8.5		(35.6) 27.9	28.3 (36.0)		(36.0) 28.3	28.3 (30.0)				
			17.2			17.3					
	13.8 (17.6)	15.3	(35.2) 28.3	27.9 (35.6)		(36.0) 28.3	28.3 (36.0)		(36.0) 28.3		
(17.6) 13.8	28.3 (35.2) (17.6) 8.5		(35.6) 27.9	28.3 (36.0)		(36.0) 28.2	28.3 (36.0)				
			17.2			17.3					
	13.8 (17.6)	15.3	(35.2) 28.3	27.9 (35.6)		(36.0) 28.3	28.3 (36.0)		(36.0) 28.3		
(17.6) 13.8	28.3 (35.2)		(36.6) 27.9	28.3 (36.0)		(36.0) 28.2	28.3 (36.0)				
	8.5		17.2			17.3					
	13.8 (17.6)	15.3	(35.2) 28.3	27.9 (35.6)		(36.0) 28.3	28.2 (36.0)		(36.0) 28.3		
(17.6) 13.8	28.3 (35.2)		(35.6) 27.9	28.3 (36.0)		(36.0) 28.2	28.3 (36.0)				
	8.5		17.2			17.3					
	13.8 (17.6)	15.3	(35.2) 28.3	27.9 (35.6)		(36.0) 28.3	28.3 (36.0)		(36.0) 28.3		
(17.6) 13.8	28.3 (35.2)		(35.6) 27.9	28.3 (36.0)		(36.0) 28.2	28.3 (36.0)				
	8.5		17.2			17.3					
	13.8 (17.6)	15.3	(35.2) 28.3	27.9 (35.6)		(36.0) 28.3	28.3 (36.0)		(36.0) 28.3		
(17.6) 13.8	28.3 (35.2)		(35.6) 27.9	28.3 (36.0)		(36.0) 28.2	28.3 (36.0)				
	8.5		17.2			17.3					
	13.8 (17.6)	15.3	(35.2) 28.3	27.9 (35.6)		(36.0) 28.3	28.3 (36.0)		(36.0) 28.3		
(17.6) 13.7	28.3 (35.2)		(35.6) 27.7	28.3 (36.0)		(36.2) 28.2	28.3 (36.0)				
	8.7		17.6			17.8					
	14.6 (18.5)	15.3	(35.2) 28.3	29.5 (37.4)		(36.0) 28.3	29.8 (37.8)		(36.0) 28.3		
(16.7)	28.3 (35.2)		(33.8) 28.3	28.3 (36.0)		(34.2) 28.3	28.3 (36.0)				
	32.9		37.5			37.6					
	(159.4) 105.1	52.1	56.3 (79.8)	(167.0) 105.1		65.3 (83.55)	(167.1) 105.1		39.8		
	(159.4) 135.9		(87.2) 68.9			(83.55) 65.6					

図-12 ひび割れ層せん断力の算出 (X2, X5 ラーメン)

ひび割れ変位 $r\delta_c$ はひび割れ層せん断力および初期剛性 K_1 を用いて次式で求める。

$$r\delta_c = rQ_c / rK_1$$

c) 降伏層せん断力各部材の降伏モーメントは次のようにして求める。

[RC部材]¹¹⁾

はり

$$M_u = 0.9 a_t \sigma_y d$$

柱

$$M_u = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right), \quad (N \leq 0.4 bDF_c)$$

または

$$M_u = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.12 bD^2 F_c \quad (N > 0.4 bDF_c)$$

[PC部材]⁷⁾

$$M_u = p a_t p \sigma_r (p d - 0.5 x_n) + r a_t \cdot r \sigma_y (r d - 0.5 x_n)$$

$$x_n = \frac{p a_t p \sigma_y + r a_t r \sigma_y}{b F_c}$$

各層の降伏層せん断力はひび割れ層せん断力の算出と同様の手法で、各節点における杭はりの各々の降伏モーメントを合計し、小さい方の値を他方の弾性剛比に応じて分配することにより応力図を作成し、その応力図の各層のせん断力を合計することにより求める。(図-13~14)

d) 降伏点剛性

各部材の降伏点剛性は次のようにして算出する。

[RC部材]^{2), 11)}

RC部材の剛性低下率 α は次式で算出する。

$$\alpha_n = \left(0.043 + 1.64 n p_t + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33 \eta_0 \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2$$

ただし

$$n = sE / cE$$

$$\eta_1 = N / bDF_c$$

柱の軸力は長期軸力をとる。

はりについては長期モーメントの影響は考慮しない。

ただし、はり降伏時の柱、柱降伏時のはり降伏モーメントまで達しないので、材端モーメント M はひび割れモーメント M_c の中間にあると考えられる。したがってこの場合は次式によって剛性低下率 α_u を修正する。

$$\frac{1}{\alpha} = 1 + \left(\frac{1}{\alpha_u} - 1 \right) \times \frac{1 - \frac{M_c}{M}}{1 - \frac{M_c}{M_u}}$$

() 内はフェイスモーメント

126.6 (147.9)	137.0 (147.9)	24.3	200.0 (210.0)	145.8 (163.1)	57.8	206.0 (232.0)	139.7 (196.4)	29.3	200.0 (210.9)
48.6	33.5			94.0			90.2		
49.1 (71.0)	24.3		200.0 (210.9)	147.7 (190.0)	57.8	206.0 (223.5)	141.7 (182.3)	29.3	200.0 (210.9)
60.5 (76.9)	137.0 (147.9)		200.0 (206.1)	159.2 (185.2)		155.6 (197.6)	137.0 (147.9)		86.4 (109.7)
36.3	67.0			97.4			93.4		
57.6 (74.0)	24.3		200.0 (210.9)	154.3 (198.1)	57.8	206.0 (232.0)	148.0 (190.0)	24.3	200.0 (210.9)
58.0 (74.0)	137.0 (147.9)		155.1 (198.1)	159.2 (185.2)		148.8 (190.0)	137.0 (147.9)		82.6 (105.5)
35.7	100.5			95.5			91.6		
58.0 (74.0)	24.3		200.0 (210.9)	155.1 (198.1)	57.8	206.0 (232.0)	148.8 (190.0)	24.3	200.0 (210.9)
58.0 (74.0)	137.0 (147.9)		155.1 (198.1)	159.2 (185.2)		148.8 (190.0)	137.0 (147.7)		82.6 (105.5)
35.7	134.0			95.5			91.6		
58.0 (74.0)	24.3		290.0 (210.9)	155.1 (198.1)	57.8	206.0 (232.0)	148.8 (190.0)	24.3	200.0 (210.9)
58.0 (74.0)	137.0 (147.9)		155.1 (198.1)	159.2 (185.2)		148.8 (190.0)	137.0 (147.9)		82.6 (105.5)
35.7	167.5			95.5			91.6		
58.0 (74.0)	24.3		200.0 (210.9)	155.1 (198.1)	57.8	206.0 (232.0)	148.8 (190.0)	24.3	200.0 (210.9)
58.0 (74.0)	137.0 (147.9)		155.1 (198.1)	159.2 (185.2)		148.8 (190.0)	137.0 (147.9)		82.6 (105.5)
35.7	201.0			95.5			91.6		
58.0 (74.0)	24.3		200.0 (210.9)	155.1 (198.1)	57.8	206.0 (232.0)	148.8 (190.0)	24.3	200.0 (210.9)
58.0 (74.0)	137.0 (147.9)		155.1 (198.1)	159.2 (185.2)		148.8 (190.0)	137.0 (147.9)		82.6 (105.5)
35.7	234.5			95.5			91.6		
58.0 (74.0)	24.3		200.0 (210.9)	155.1 (198.1)	57.8	206.0 (232.0)	148.8 (190.0)	24.3	200.0 (210.9)
53.5 (74.0)	137.9 (147.9)		154.0 (198.1)	159.2 (185.2)		147.7 (190.1)	137.0 (147.9)		82.0 (105.5)
45.7	268.0			97.9			93.9		
31.8 (71.9)	95.0 (115.5)	24.3	200.0 (210.9)	164.1 (208.2)	57.8	206.0 (232.0)	157.4 (199.7)	24.3	200.0 (210.9)
54.9 (68.0)	63.4 (68.0)	54.4 (104.3)	137.0 (147.9)	116.9 (187.9)	159.2 (185.2)	110.1 (232.2)	137.0 (147.9)		50.7 (100.1)
43.7	110.9	301.5			157.8		155.8		
78.4 (100.3)	20.7 (88.3)	79.0 (405.9)	306.1 (317.6)	50.2 (61.8)	396.1 (538.2)	415.4 (474.7)	396.1 (536.3)	31.6	390.7 (404.9)
94.1 (100.3)				417.1 (476.4)		47.4 (61.6)			

図-13 降伏層せん断力の算出 (102 ~ 112 ラーメン)

(97.8)	42.6	78.6	47.6	(100.0)	78.6
(97.8)	78.6	(197.8)	78.6	(200.0)	170.4
83.3	(97.8)	168.6	(100.0)		
32.2		65.0		65.8	
23.4	42.6	(97.8)	78.6	(100.0)	66.4
(46.9)		78.6	(99.9)	78.6	
(50.9)	78.6	(102.9)	78.6	(100.0)	55.2
38.9	(97.8)	78.3	(100.0)	79.2	
26.7		54.6		55.2	
48.0	(122.1)	99.0	(125.0)	100.2	(125.0)
(60.05)	53.2	98.2	(123.55)	59.5	98.2
(60.05)	98.2	(123.55)	98.2	(125.0)	97.9
47.0	(122.1)	96.8	(125.0)		
28.4		59.5		60.2	
47.0	(122.1)	96.0	(125.0)	98.2	
(60.05)	53.2	98.2	(123.55)	59.5	98.2
(60.05)	98.2	(123.55)	98.2	(125.0)	97.9
47.0	(122.1)	96.8	(125.0)		
28.9		59.5		60.2	
47.0	(122.1)	96.8	(125.0)	98.2	
(60.05)	53.2	98.2	(123.55)	59.5	98.2
(60.05)	98.2	(123.55)	98.2	(125.0)	97.9
47.0	(122.1)	96.8	(125.0)		
28.9		59.5		60.2	
47.0	(122.1)	96.8	(125.0)	98.2	
(60.05)	53.2	98.2	(123.55)	59.5	98.2
(60.05)	98.2	(123.55)	98.2	(125.0)	97.9
47.0	(122.1)	96.8	(125.0)		
28.9		59.5		60.2	
47.0	(122.1)	96.8	(125.0)	98.2	
(60.05)	53.2	98.2	(123.55)	59.5	98.2
(60.05)	98.2	(123.55)	98.2	(125.0)	97.2
46.6	(122.1)	96.1	(125.0)		
29.9		61.1		61.8	
50.7	(122.1)	102.4	(125.0)	103.6	
(64.2)	53.2	98.2	(129.9)	59.5	98.2
(57.9)	98.2	(117.2)	98.2	(118.6)	
13.6	(122.1)	65.7	(125.0)	66.9	
98.4		114.4		114.8	
(468.5)	167.4	(494.9)	204.2	(495.5)	
306.1	153.6	(236.5)	306.1	(247.8)	118.0
(468.5)		(258.0)			
399.4		204.2		194.7	

図-14 降伏層せん断力の算出 (X2, X5 ラーメン)

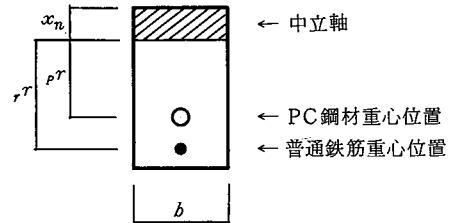
〔P C 部材〕²⁾

P C 部材の降伏時断面 2 次モーメント i'_u は、曲げ終局耐力計算時の中立軸 x_n を用いて次式で算定する。

$$x_n = (r a_t \cdot r \sigma_Y + p a_t \cdot p \sigma_Y) / b F_c$$

$$i'_u = \frac{b x_n^3}{3} + 7 \times (r r^2 \cdot r a_t + p r^2 p a_t)$$

はり端部の曲げ降伏時のモーメント分布図を図-15 とすれば、その時点でのはりの曲率分布図は図-16 のようになる。したがってはりの剛性低下 α は次のように求めることができる。



$$\alpha = \frac{A B C' O A}{A B C O A} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \frac{M_u}{iE} \cdot \ell}{\frac{1}{2} \frac{M_c}{iE} \cdot \ell_1 + \frac{1}{2} \left(\frac{M_u}{i_y E} + \frac{M_c}{iE} \right) \ell_2}$$

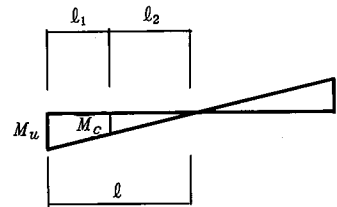


図-15

ただし柱降伏時の場合は次式で求める。

$$\alpha = \frac{\triangle A B C' O A}{\triangle A B C O A} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \frac{M_u}{iE} \ell}{\frac{1}{2} \frac{M_c}{iE} \cdot \ell_1 + \frac{1}{2} \left\{ (a+b) M + \frac{M_c}{iE} \right\} \cdot \ell_2}$$

$$a = \frac{M_c M_u}{M_u + M_c} \times \left(\frac{1}{iE} - \frac{1}{i_y E} \right)$$

$$b = \frac{1}{M_u + M_c} \times \left(\frac{M_u}{i_y E} - \frac{M_c}{iE} \right)$$

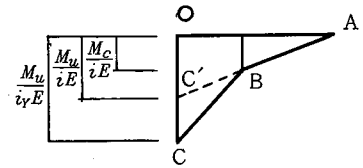


図-16

各層の降伏点剛性は、上記の方法で算出した各部材の剛性低下率を用いて、逆三角形の水平力を静的に作用させた時のラーメンの分担層せん断力 $r Q_2$ と層間変位 δ_2 とにより次式で求める。

$$r K_Y = r Q_2 / \delta_2$$

したがって降伏点変位 $r \delta_Y$ は降伏層せん断力 $r Q_Y$ とすれば次式で求まる。

$$r \delta_Y = r Q_Y / r K_Y$$

したがって 2 次剛性 K_2 は、ひび割れ層変位を δ_Y 、ひび割れ層せん断力を Q_c とすれば次式で求まる。

$$r K_2 = \frac{r Q_Y - r Q_c}{r \delta_Y - r \delta_c}$$

(2) 耐震壁の復元力特性の算出方法

a) 初期剛性

コンクリート断面の弾性剛性とする。

耐震壁のせん断剛性をX形のブレースに置換した骨組に逆三角形の水平力を静的に作用させたときのブレースの分担せん断力 ${}_wQ_1$ と層間変位 ${}_w\delta_1$ とにより次式で求まる。

$${}_wK_1 = {}_wQ_1 / {}_w\delta_1$$

b) ひび割れ層せん断力とひび割れ変位

せん断ひび割れ応力度は次式¹¹⁾で求まる。

$$\tau_{\max} = \sqrt{F_t^2 + \sigma_x \cdot F_t}$$

ただし

F_t : コンクリートの引張強度 ($F_c/10$)

σ_t : 長期荷重による軸圧縮応力度 ($\sigma_x = \sigma_0$ 中央)

したがって、ひび割れせん断力 ${}_wQ_c$ は

$${}_wQ_c = \frac{t \cdot I \cdot \tau_{\max}}{S}$$

ひび割れ変位 ${}_w\delta_c$ はひび割れ層せん断力 ${}_wQ_c$ と初期剛性 ${}_wK_1$ より

$${}_w\delta_c = {}_wQ_c / {}_wK_1$$

c) 降伏層せん断力

せん断破壊耐力は次式で算定する²⁾。

$${}_wQ_u = \left\{ \frac{0.068 P_{te}^{0.23} (180 + F_c)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 2.7 \sqrt{P_{se} \cdot \sigma_Y} + 0.1 \sigma_0 \right\}$$

耐震壁の破壊耐力は、基礎の浮き上り或いは曲げ破壊で決まる場合があるので、耐震壁に逆三角形分布の水平力を作用させて、基礎の浮き上り或いは曲げ破壊時の各層のせん断力を算定し、せん断破壊耐力と比較して小さい方を降伏層せん断力とする。

なお直交壁がある場合の耐震壁の曲げ破壊は、直交壁をH型断面のフランジに相当するものと考えて、次式の小さい値を用いて算定する。

$$M_{u1} = (0.75 F_c \cdot A_F + a_t \cdot r \sigma_Y - N) \ell_w$$

$$M_{u2} = (a_t r \sigma_Y + N) \ell_w$$

ただし

A_F : フランジ相当壁のコンクリート断面積

a_t : フランジ相当壁の軸方向鉄筋断面積

$r \sigma_Y$: 同上の鉄筋の降伏応力度

ℓ_w : フランジ相当壁の中心間距離

d) 降伏点剛性

耐震壁のせん断剛性低下率は次式¹³⁾を用いて求める。

$$\beta = 0.46 P_w \sigma_Y / F_c + 0.14$$

4.2.2 崩壊メカニズム時の柱断面の再検討

地震応答解析に用いる保有耐力算出の際には、地震時の柱軸力の影響を無視して計算した。それは実際には地震時の軸力により、引張側柱と圧縮側柱の曲げ破壊耐力が大きく変るものと思われるが、対称なラーメンでは、左端と右端との杭の耐力の増減が略相殺され、建物全体の保有耐力としては大きな差が生じないものとの考えからである。

しかしながら、引張側柱では曲げ耐力の減少により、はり破壊先行の破壊形式とならないことが考えられるので、メカニズム時の柱軸力を用いた曲げ破壊耐力の再検討を行う。

又、圧縮側柱については、曲げ耐力が増加することにより曲げ破壊先行の破壊形式とならないおそれがあるので、メカニズム時の柱軸力を用いて算定した曲げ破壊時のせん断力に対し、せん断破壊耐力の検討を行う。

4.2.3 地震応答解析

振動解析は1階床を固定と考え、建物の各層からなる9質点のせん断形モデルとして、弾塑性応答解析を行う。

各層のバネ定数、質量は、表-8に示す。

応答解析上の仮定は次の通りである。

- (1) 復元力特性のループ形状は図-17に示すようなDegrading Tri Linearモデルとする。

このモデルは、第1剛性、第2剛性の範囲内の変形が元に戻る場合には、原点に戻る完全復元形である。第3剛性に入った変形が戻る場合は、復元力が0になるまで勾配 Q_2/δ_2 で戻り、その後は最大変形点を指向して戻る。

- (2) 減衰は内部減衰のみを考え、1次の減衰定数を入れて、剛性に比例するものとして算出する。1次の減衰定数は0.02とする。

- (3) 入力地震波および入力レベル

入力地震波は次の3波を採用する。

EL CENTRO	(1940)	NS
TAFT	(1952)	EW
HACHINOHE	(1968)	NS

本建物の建設地が、福岡市で比較的地震の少ない地域である。建築基準法による地域係数が0.8に低減されていること。地盤が地表面下3に締った砂礫層、7m下に花崗岩層を有する良質地盤であることを考慮して、入力地震波の最大加速度を0.3とする。

4.3 耐震性能の検討

4.3.1 PCばりの変形能力について

本設計ではPCばりの変形能力を確保するため、PC鋼材鉄筋係数0.3以下におさえているが、さらにじん性を高めるため図-18に示すように断面曲げ圧縮部にスパイラル筋で補強されたコンファインドコンクリートを応用した。^{14), 15)} ただしその効果は計算外の余力として扱った。このスパイラル補強の効果を計算によって求めた結果を図-

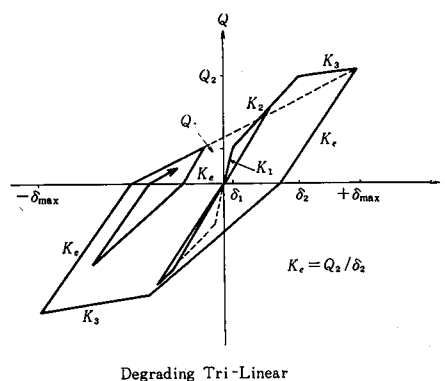


図-17 復元力特性ループ形状

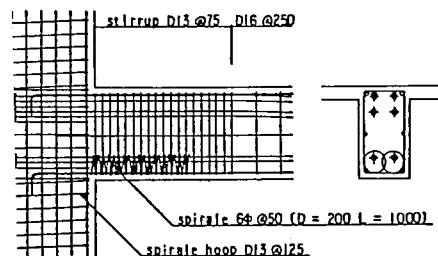


図-18 PC梁端部補強詳細

19に示す。同図は無補筋ストラップ補強、スパイラル補強のそれぞれのPCばりのM-φ曲線を、圧縮鉄筋の効果を無視して求めたものである。この図から、スパイラル補強によりPCばりの変形能力が格段に向上している様子がわかる。特に最大耐力に達した時点での部材角は、非常に大きく1/66.6にもなっている。このスパイラル補強による効果は実験によっても確められている¹⁾。図-20は岡本伸氏の実験による荷重-たわみ曲線である。この実験によればPC鋼材鉄筋係数0.212のPCばりに曲げ圧縮拘束スパイラル筋を5cmピッチで補強した場合、部材角が $\frac{1}{20}$ 程度になっても殆んど耐力低下がみとめられなかったと報告されている。なお筆者の研究によれば、PC鋼材鉄筋係数を0.3あるいはそれ以上とした場合でも本補強方法によって十分なじん性が簡単に得られることが明らかにされている^{15), 16), 17)}。

4.2 解析結果および考察

地震荷重第1案および弾塑性応答解析の結果を一括して図-21~26に示す。

なお建物の一次固有周期は、張間方向(Y方向)0.77秒、桁行方向(X方向)0.60秒である。ベースシア係数は張間方向0.35、桁行方向0.42である。

図-21~24は各層における最大層間変位、最大せん断力をプロットしたものである。

図-22から張間方向とも弾塑性応答層せん断力が、保有層せん断力に達していないことがわかる。

図-21から張間方向の最大層間変位は、HACHINOHEで3階に生じ2.99cmである。これは変位角にすると1/139である。

図-23から桁行方向の最大層間変位は、EL CENTRONSで5階に生じ2.71cmである。これは変位角にすると1/153である。

図-25, 26は各層の最大応答値をスケルトンカーブ上にプロットしたものである。これによると、張間方向の変形で、耐震壁は降伏点を超えているが、PCラーメンはまだ降伏点に達してい

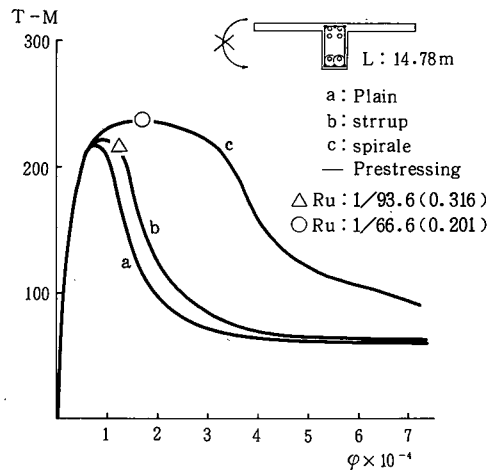


図-19 PC梁M-φ曲線

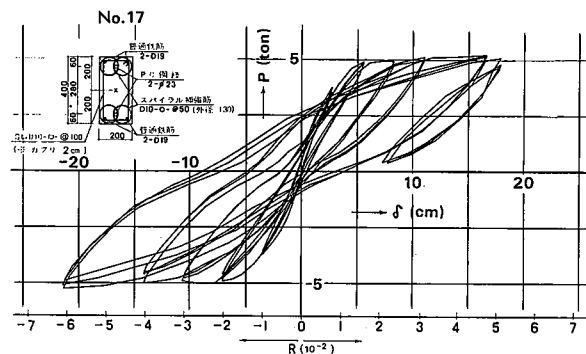
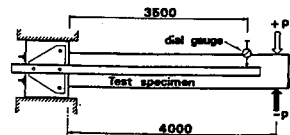


図-20 正負繰返し加力を受けたPC部材の荷重-変形曲線

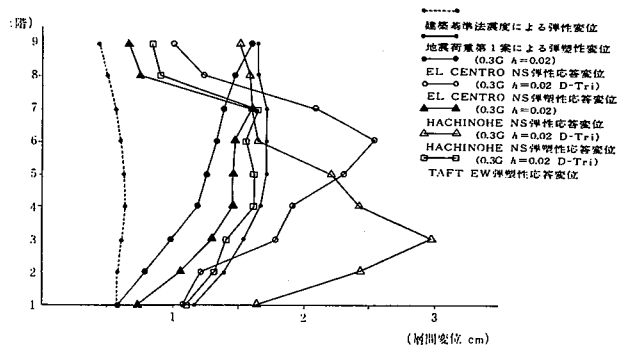


図-21 張間方向最大層間変位

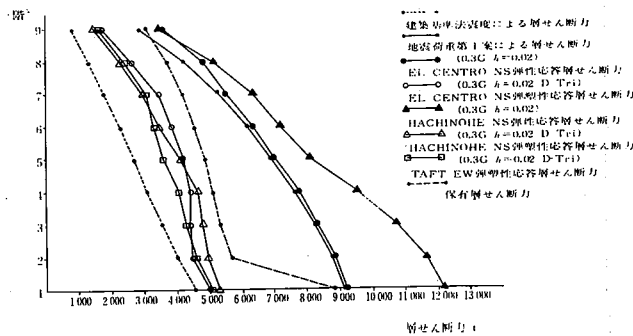


図-22 張間方向最大層せん断力

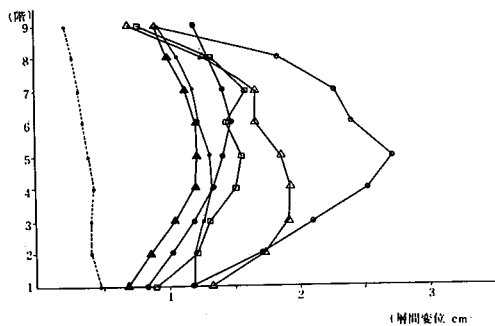


図-23 桁行方向最大層間変位

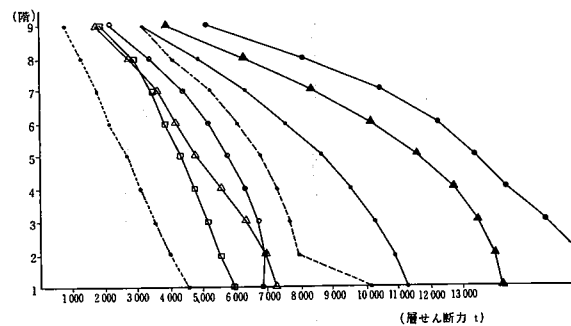


図-24 桁行方向最大層せん断力

ないことがわかる。桁行方向においては、逆にラーメンは降伏しているが、耐震壁は降伏点に達していない。張間方向耐震壁の塑性率は、HACHINOHE NSで3階において最大となり、2.40である。

本耐震壁の降伏は、張間方向、桁行方向とも基礎の浮上りによるものであり、降伏後の挙動は極めて安定したものである。したがって変形能力は十分あると思われる。

桁行方向ラーメンの塑性率は、EL CENTRO NSで最大を示し、その値は1.26である。このラーメンはRC造で、塑性率も非常に小さいので安全であると思われる。

地震荷重第1案の結果は、表-7により、塑性率・変位角ともに許容値内

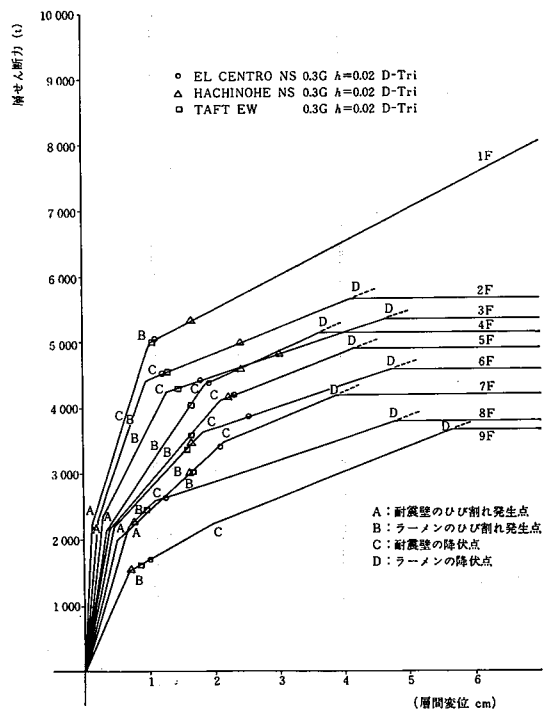


図-25 張間方向各層の最大応答変位

におさまっていることがわかる。

図-21～24をみると、変位は応答解析の結果にかなり近似しているが、層せん耐力は大きく食い違っていることがわかる。これは地震荷重第1案の復元力特性の仮定が完全弾塑性形のBi-Linear タイプであるために、ひび割れ発生後の剛性低下の影響を評価し得ないためではないかと思われる。

5. 施工

5.1 施工計画

この建物の設計の特徴の一つは、前述のごとく1階から9階までの柱・はりの断面を、それぞれ同一にした、シンプルな構造にしていることである。これは施工するに当たって可成りのコストダウンを可能にする設計でもあった。

施工計画に当たっては、安全確保・品質管理・工期短縮・省力化・仮設材の節減などを主眼にコストダウンを計る計画をたてた。

- 1) 「直上PC工法」と呼ぶ方法で、梁端のPCケーブル定着装置（フレシネーコーン）をとりつけた端盤を除いて、全ての型枠を先行させる。一般RC造の鉄筋I型枠工と同様の手順で、組み終ったはり型枠の上で、PCケーブルの組立作業を行う方法である。（写真-4）

この作業で普通のRC造と違う点は、はりのあばら筋の上を開放してPCケーブルの配置を終えた後に閉じる点で、図-27に示す特製のケーブルホルダーは1m間隔に型枠に固定さ

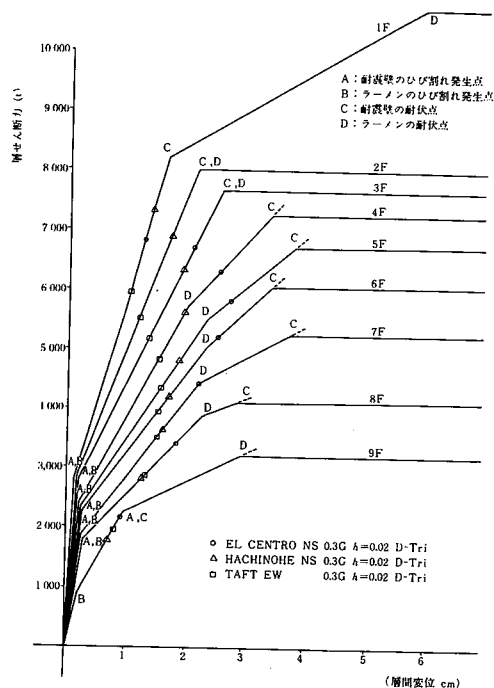


図-26 桁行方向各層の最大応答変位

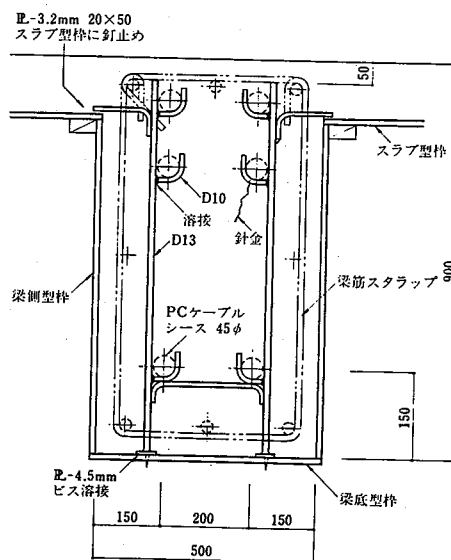


図-27 PCケーブルホルダー詳細

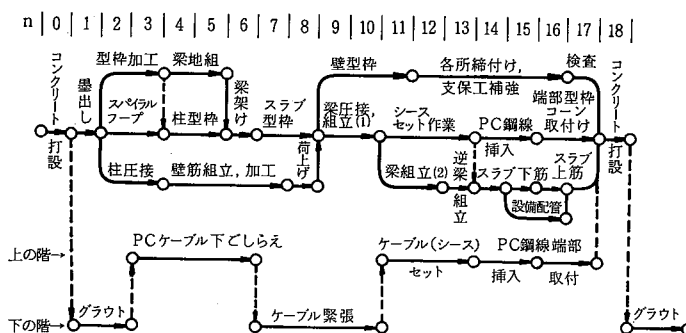


図-28 基準階標準工程サイクル

れる。これはケーブルの位置が自動的に定まるようになり、工程の流れもスムーズになる。

2) 定着端盤を用いて、ケーブル端部の煩瑣な作業を省力化する方法をとる。(写真-5)

3) 高流動化剤の使用で、低スランプの高強度コンクリートの作業性を良くする。

4) 揚重機(リフト・クレーン等)は小容量のものを多く配置し、機動性をもたせる。

5) 躯体工事の工程は、図-28に示す標準サイクルの工程計画で流れがスムーズで、労務要員の増減がないようにした。

5.2 施工

a) 型枠工・鉄筋工

通常のRC造と殆んど同じである。型枠は合板を使い、はり型枠は、その下の階フロアで組み、フォークリフトで架ける方法をとった。(写真-6)

鉄筋工の特徴は、太径のD35と柱フープ筋にスパイラル筋を使っている点である。鉄筋の継手は、自動ガス圧接装置を用いて行った。品質管理や労務管理の面で好結果を得ている。スパイラル筋を柱主筋の外に取付けるのには、床面を手押しで移動できる簡易移動クレーンを1台製作し、柱筋の上部から入れこんだ。

b) PC工

PC工事の主な使用材料は次の通りである。

PC鋼線	7φ	102.7 t
フレシネコーン	12-7φ用	1406 個
デッドアンカー	120×120×40	110 個
フレキシブルシース	φ45	27,300 m
グラウト	セメントペースト	44 m³

一般の現場打RC造の工程の中にPC工が加わると、通常の型枠工鉄筋工の仕事のなじみが薄いため、工程がスムーズにいかないうらみがある。この工事でもこのことが予想されたので、事前に幾度か協議研究検討の機会がもたれ、ネックになる点は、改良策を考案するなど対処された。特殊なケーブルホルダーを用いた。型枠直上のPC工、ケーブル端部のコーン固定盤などである。これらにより、省力化と工期の短縮に効果ある働きができた。

c) コンクリート工

使用したコンクリートの調合は次の通りである。

設計基準強度/300 kg/cm² スランプ/12 cm (出荷時), 18 cm (打設時) 骨材/碎石,
川砂+海砂 粗骨材最大寸法/

20 mm 水セメント比/48%

空気量/4%

添加剤: 高性能減水剤 ハイフ

ルード セメントの0.5%

単位	水	セメント	細骨材	粗骨材
kg/m³	187	390	784	1034

PC造のコンクリートは、高級コンクリートで型枠内に、さまざまな鉄筋の交錯した所に、密実に充填しなくてはならない。この現場では上記の調合コンクリートを得るため高性能減水剤の一つハイフルードを用いた。以下特徴的なことを記す。

(1) スランプの変化

温度によって差があるが、高性能減水剤(以下SP剤)添加後、ほぼ同じ傾向でスランプの変化が起きた。(図-29)

(2) コンクリート打設

この生コンクリートは、粘りが強く、硬化も早く来るので、打設に十分配慮をした。基準階の容量は800 m³で、ポンプ車3～4台を配し、棒状バイブレーターと型枠叩き工8～10人（ポンプ車1台当り）を配置し、定着部の柱廻りや、一時的なコールドジョイント部に細心の注意をはらった。

(3) レイタンスその他

スラブ面では、セメントペーストの沈みが早く、粗骨材が突出しやすい。またレイタンスは柱端に少なく、除去手間がはぶけた。

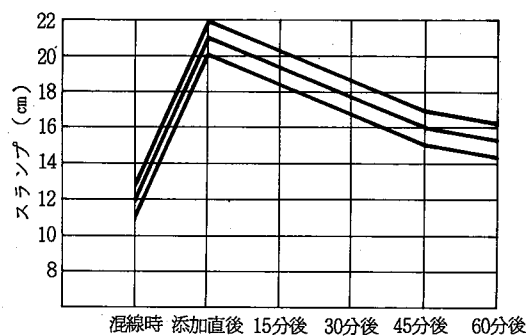


図-29 高性能減水剤添加による
スランプの経時変化(温度27℃)

6. 経済性—PC造とSRC造のコスト

この建物をPC造以外の構造で設計するならば、当然SRC造となるので、この建物の経済性を考えるならばSRC造とのコストの比較ということになる。

この建物のPC造の設計は前述の詳細のごとく、一次設計で許容応力度設計、終局耐力設計を行い、二次設計で大地震（地表震度0.35）に対して、所定の耐力と粘りをもつ構造物としている。SRC造は元来粘りをもった耐震的に優れた構造といわれ、現行の設計—一次設計—でよいものとして設計した。SRC造の構造計画が、このPC造の構造計画と同じになるかどうか異論もあるかもしれないが、

大胆に同じくするものと設定した。比較の資料¹⁸⁾を参考に今日の単価を加味すると表-10のようになる。SRC造の設計は現行規定の許容応力度設計で応力の割増しはしない。コンクリートの設計基準強度 225 kg/cm²

表-10 PC造とSRC造の主要材料の数量とコスト(1m²当り)

工 種	D C		S R C	
	数 量	コ ス ト	数 量	コ ス ト
コンクリート (m ³)	0.636	7,600	0.611	6,700
型 枠 (m ²)	3.24	6,800	3.19	6,800
鉄 筋 (t)	110	11,500	78.1	8,200
鉄 骨 (t)	—	—	57.7	10,900
P C (t)	5.86	5,200	—	—
揚 重 機		700		3,000
直 接 仮 設		3,500		4,000
計		35,300円/m ²		39,600円/m ²

鉄骨SS41, 仕口SM50, 鉄筋 主筋SD35, その他SD30を使用するものとする。

揚重機・直接仮設工に差が出ているのは、SRC造の場合、この規模の鉄骨の組立にタワークレーン（フリ能力5～6t：作業半径20m）が必要になること。鉄骨組の安全ネット、鉄筋足場が必要になることによる増加分である。

以上の条件の設定によるPC造とSRC造のコストはSRC造がPC造の約12%増となった。

今後行われようとしている新耐震設計法で、この両者の設計が、今設計した結果と大差なければ（PC造は新耐震設計法の先どりであり、SRC造が現行設計法で大きく変らなければ）PC

造は本建物のような構造（高層・長スパンで規模が大きく，開口面積が広く，中央部に耐震コアを配置した適切な構造設計）では，SRC造より1割以上も経済的にすることができる。

7. おわりに

本建物が，わが国では数少ないPC高層建築の一つであり，しかも最近諸々の構造物の震害による実態とその対策が明らかにされて来つつある時期に，設計施工のチャンスを与えられ，PC造の耐震構造をまだまだ多くの課題を残しつつも，一応の成果を上げられたことに対して，関係者の皆さんに厚く感謝を申し上げる次第です。殊に構造計画に深く理解していただいた現代建築研究所の松尾芳辰社長，基本計画でご助言をいただいた建設省建築研究所の岡本伸室長，施工で実際の成果を実証していただいた俣熊谷組の久米田一所長，実施設計を担当したピーエスコンクリート俣の野沢正主任技師などの皆さん方のご協力を特筆したいと思います。

（参考文献）

- 1) 建設省建築研究所：新耐震設計法（案）— 建築研究報告 No. 79，1977年3月
- 2) 日本建築学会：地震荷重と建築構造の耐震性（1976），1977年1月
- 3) 岡本 伸：プレストレストコンクリート構造物の耐震安全性，プレストレストコンクリート，Vol. 21，No. 4，1979年8月
- 4) 建設省建築研究所：建築構造部材接合部の耐震強度，51・Ⅲ・2（2）建・報・1
- 5) 松尾芳辰・野沢 正：福岡歯科大学の設計について（PS高層建築の震動解析），プレストレストコンクリート，Vol. 20，No. 3，May. 1978
- 6) 久米田・野沢・松尾：プレストレストコンクリートによる高層建築の設計・施工— 福岡歯科大学3号館建設工事— 建築技術，1978. 7，No. 323
- 7) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，（1975 改定）
- 8) 中野清司：プレストレストコンクリート造建築物の耐震設計の動向，プレストレストコンクリート，Vol. 21，No. 4，1979. 8月
- 9) 日本建築学会関東支部：プレストレストコンクリート構造の設計— 構造計算のすすめ方・5
- 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造規準・同解（1975 改定）
- 11) 梅村 魁：鉄筋コンクリートの動的耐震設計法，技報堂
- 12) 異形鉄筋コンクリート設計法研究会：異形鉄筋コンクリート設計法，技報堂
- 13) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究，コンクリートジャーナル，'73年/2月
- 14) 鈴木計夫：鋼とコンクリートの新しい組合せ—コンファインドコンクリート—，コンクリート工学，July 1979，p. 71～73
- 15) 鈴木計夫：PC部材のじん性率とその設計について，日本建築学会，「地震荷重と建築構造の耐震性」シンポジウムテキスト，1976，p. 272～307
- 16) 鈴木計夫，中塚 信，岡田充弘：PC部材断面のじん性増加法とじん性率設計について，PC技術協会第17回研究発表会講演会概要集，1977. 11，p. 11～12
- 17) 鈴木計夫，中塚 信，岡田充弘：曲げ圧縮部にスパイラル補強筋を有するPCばりの繰返し荷重下における挙動について，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭 53. 9，p. 1789～1790
- 18) 久米田 一：福岡歯科大学におけるPCとSRCの比較—長大スパンをもつ高層PC建物の施工，建築の技術・施工，1978年10月



写真-1

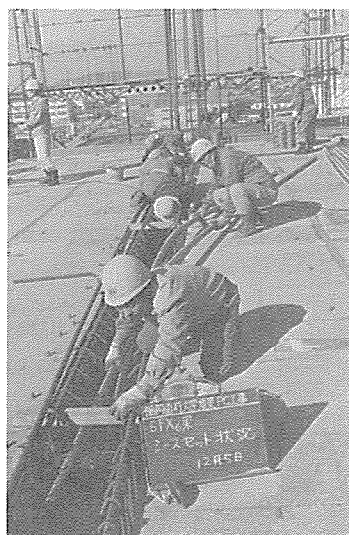


写真-4



写真-2

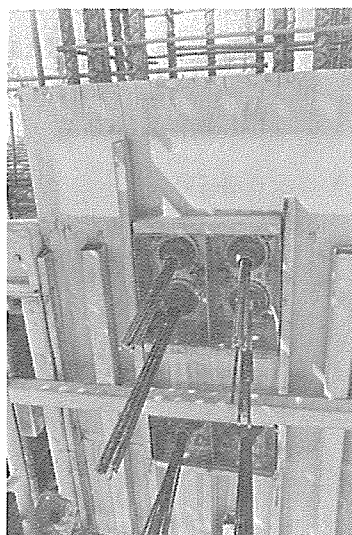


写真-5

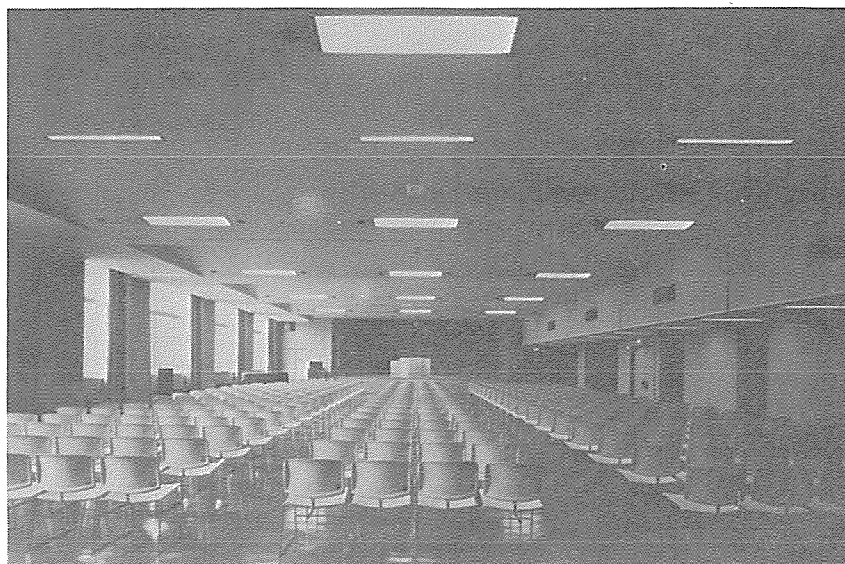


写真-3



写真-6

押出し工法によるP C 鉄道橋の設計施工

1. 押出し工法の概要

1.1 押出し工法の概念

P C 桁の押出し工法は、西独、F.レオンハルト博士、W. アンドラおよびW.バウル氏により最初に考案された架設工法で、開発時点の押出し工法は、「架設点外の型わくにより桁コンクリートブロックを順次製作し、製作ヤードにおいてコンクリートで打継ぎ、鉄筋、P C 鋼材により連結し、前方に押出すことを特徴とし、ブロックに取付けた連結部に接続した引張鋼棒を橋台に設置したジャッキによりたぐり寄せて押出しを行なうもので、桁はポリテトラフッ化エチレン層 (PTFE 層) をもつ滑り支承上を滑動させる」ものであった (図-1)。

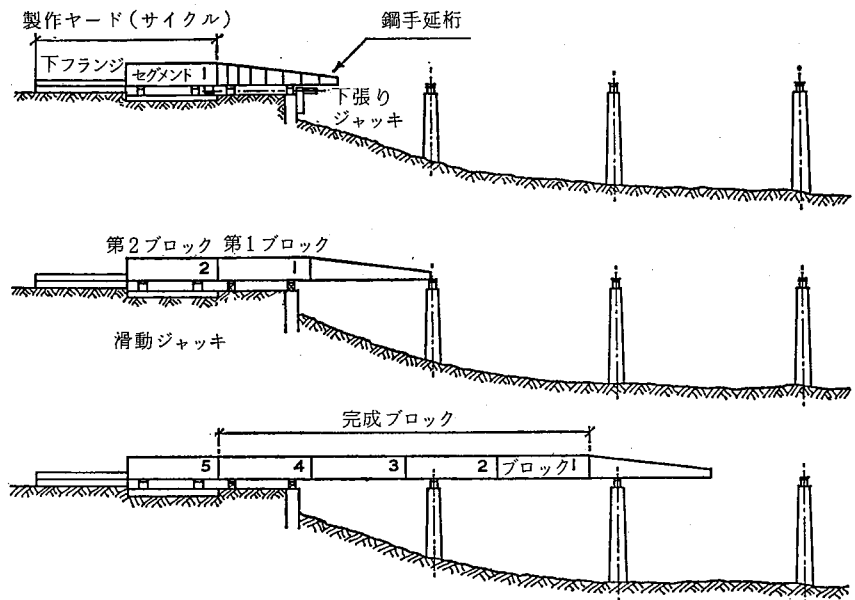


図-1 製作架設概念図

そのため、本工法の名称は各国で異ってはいるがその特徴を示すInter-

mittent extrusion (間欠押出し) あるいはIncremental launching (増加押出し) などと呼ばれて一般の完成桁の押出し工法と区別されている。

この基本構想のもとに、最初の押出し工法によるAger 橋 (オーストリア) が1962年に完成され、続いてRio Caroni 橋 (ベネズエラ) が1964年に完成された。

その後次第に工法の特徴が認識されるに従ってヨーロッパ各国において相次いで押出し橋が実施に移された。

各国の初期の押出し橋を示すと表-1のようになる。

わが国においても同様に、最初の押出しP C 道路橋幌萌大橋 (1974年竣工 橋長170m, 室蘭市), 東北新幹線 猿ヶ石川P C 鉄道橋 (7および8径間連続桁で押出し長390m, 1976年架設終了) が施工されるにおよんで押出し橋の計画が活潑に行なわれるようになってきた。

表-1 各国初期の押出し橋梁

橋 名	施工年次	国 名	スパン割 (m)	桁高 (m)
Ager 橋	1962年	オーストリア	73+2×85+36	4.5
Caroni	1964	ベネズエラ	48+4×96+48	5.4
Inn	1965	オーストリア	84+3×102+60	4.6
Semarle	1968	イタリア	41+3×49+41	2.7
Boivre Poitiers	1969	フランス	36+5×43+36	2.5
Champigny	1969	フランス	35+70+35	3.35
Taubertal	1970	西 独	4×54+60+7×54	3.55
Olleitunga	1969	イタリア	38×36	2.12
幌萌大橋	1973	日 本	53+63+53	3.0
Ravensbosch	1974	オランダ	42+6×56+42	3.3

表-2 押出し工法によるPC鉄道橋(計画中を含む)

橋りょう名	橋長 ^(m)	線路名	桁種別	桁高 ^(m)	スパン ^(m)	架設地状況
猿ヶ石川 B	390.0	東北新幹線	1Box 連続	2.3	7×30, 6×30	河川
夕顔瀬 Bi	212.0	"	"	2.2	29.5+21.0+2×30+38+32+30.5	県道, 市道, 山田線越え
岩切 Bi	84.1	"	"	2.0	28.3+28+28.3	東北本線
仙台バイパス Bv	163.5	"	2Box 連続	3.5	53.0+56.0+53.0	バイパス
長町 Bv	113.0	"	1Box 連続	3.0	33.4+45.0+33.4	国道
細谷 Bi	350.0	"	"	2.2	2×(24.5+5×25.0+24.5)	東北本線
御山 Bv	157.0	"	"	3.7	47.6+60.0+47.6	国道
飯坂街道 Bv	93.5	"	1Box 単純	3.8	48.5+45.0	県道, 市道
曾根田(三河) Bi	70.0	"	"	2.8	2×33.9	東北本線
須川 B	234.4	"	"	4.5	4×57.0	河川
中津 Bv	150.0	"	1Box 連続	4.0	46.0+56.0+46.0	国道4号線
宇都宮 Bi	108.0	"	"	2.6	35.4+36.0+35.4	日光線, 東北本線, 入換線他
久喜 Bi	130.0	"	1Box 単純	2.5	2×33.7+2×28.7	東北本線, 東武線
第1宮原 Bv(上り)	114.9	"	1Box 連続	4.0	32.2+50+32.7	県道(旧中仙道)
"(下り)	138.9	"	"	"	39.2+60+39.7	"
大成 Bi	360.0	"	1Box 単純	2.3	(6×28.3)×2	高崎線, 川越線
芝塚 Bi	120.0	上越新幹線	2Box 単純	2.1	30.0×4	上越線
下和田 Bi	110.0	"	1Box 連続	3.5	33+45+33	高崎線, 入出線
曙 Bi	108.0	"	"	2.6	35.4+36+35.4	高崎線
海岸通り Bv(KS16)	99.9	仙石線	"	2.0	30.0+40.0+30.0	県道
上杉山 Bv(KS14)	40.6	仙山線	下路・単純	2.9	39.6	国道4号線
駅館川 B(KS18)	293.0	日本線	2Box 連続	3.1	36.0+4×46.0+37.0+34.0	河川(別線)
赤堀川 B	100.0	上越新幹線	1Box 単純	3.6	48.3+48.3	河川
第1元荒川 B	100.0	"	"	"	"	"
武蔵水路 B	110.0	"	1Box 連続	3.4	29.3+50.0+29.3	水路, 県道
新忍川 B	150.0	"	"	3.7	24.3+2×50.0+24.3	河川
月見 Bv	130.0	"	"	2.4	29.4+2×35.0+29.4	駅構内
秩父 Bi	110.0	"	"	3.4	29.3+50.0+29.3	秩父専用線および一般道路
城南 Bv	172.0	"	"	3.1	42.2+2×43.0+42.2	国道17号線, 市街地
新後閑 Bv	270.0	"	"	3.6	39.2+55+2×40+55+39.2	市道, 県道, 市街地
飯塚 Bv	110.0	"	"	4.4	2×54.3	道路
第2下小島 Bv	165.0	"	"	4.2	54.3+55+54.3	市道, 県道
下所島 Bv	86.0	"	"	2.7	21.9+41.0+21.9	道路
第10根尾川 B	227.0	樽見線(KS14)	"	3.5	56.1+2×57.0+56.1	河川
第4男鹿川 B	157.2	野岩線	"	2.3	28.6+3×32+31.6	国道121号, 河川

現在の押出し工法の状況をみると、1975年以降の同工法の実施橋数は優に100橋を越えているとの報告がある^{※1)}ようにまことに隆盛を極めている。

最初の発想の押出し工法は施工経験を得るにしたがって関係者の努力による修正改良が加えられ、しだいに安全で普遍性のある工法に変わりつつある。

この修正改良の主要点を述べると次のようになる。

- i) 桁の接続は、最初に作ったセグメントの端面を型わくとしてコンクリートを打込み新しいセグメントを完成する。
- ii) 架設時の応力に対して上下縁にP C鋼材を配置する。
- iii) 高性能すべり板の開発（日本では硬質ゴム板を使用しているがネオプレーンを鋼板で補強したすべり板に改良して使用している報告がある）
- iv) 架設用すべり装置を排し本シューを架設装置として兼用する。（東北新幹線夕顔瀬橋梁ではゴムシューを本シューとして用いているがゴムシューの座面を鋼板による滑動面とし、架設においてはその上を滑り板を滑動させている）

1.2 押出し工法による鉄道橋の概況

現在建設中の東北新幹線、上越新幹線には、道路上 在来線路上空横断を目的に30橋を越える橋梁が計画され施工終了あるいは施工段階を迎えているほか、在来線橋梁としても河川橋梁、公道橋などの計画がある。（表-2）

このような押出し工法の盛況は、押出し工法の安全性への高い評価、急速施工性その他数多くの利点が認識されたものと考えられる。

以下、押出し橋梁の採用理由を具体的に示して参考に供したい。

この線路橋について 東北新幹線が在来線を上空横断する箇所あるいは近接ヶ所は30数ヶ所におよび工期的に競合することが多く、架設時に利用する線路閉鎖間合も40分程度と短い。そのため列車の運行への影響をできるだけ少なくするとすれば工程の繰り延べが必要となり全体の工程のおくれを伴うおそれがある。

表-3 桁架設に伴う事故の作業要素種別

押出し工法は、猿ヶ石川橋梁において在来工法を大幅に越える高い安全性を実証することができ、その後の検討で更に安全性を大幅に向上する技術開発^{※2)}に成功し、また他の架設工法にみられる各種の事故（過去の架設事故要素を整理した表-3）を皆無にできる工法であることから、線路直上部の架設に伴う安全性が他の架設工法に比較して容易に確保できることが明らかにされてきた。

事故の種別	事故作業種別、要素
1 架設装置および同付属品が原因となるもの	1. 架設装置の操作ミス 2. ワイヤなどの切断、取付け不良による接触 3. 装置、付属品の取付け、移動などの取扱中 4. 装置の能力不足による架設不能
2 主桁架設中	1. 桁の傾斜による架設不能 2. 横取り作業中架設時の転倒 3. 過走による架設不能 4. 地震、強風などによる桁の転倒 5. 架設作業中の資材、コンクリートくず作業員の転落
3 主桁架設後	1. 型わくなどの落下 2. 支保工、足場などの落下 3. P C鋼材の挿入作業中の落下 4. 緊張中のP C鋼材の切断による定着具などの落下（横じめ） 5. グラウト作業に伴う資材作業員の転落 6. シュー据付に伴う資材、作業員の転落

※1 レオンハルトアンドラ事務所よりの問合せに対する私信

※2 本シュー利用押出し工法など

先に述べたように高度の運転上の安全対策は工期に影響をおよぼすおそれがあるほか、作業時間の制約を伴ない、監督要員、工事費の面でも不利になることなどから工法の安全性が極めて高い押出し工法がこ線線路橋に活用されるようになってきたものである。

こ道橋について

こ線線路橋において安全性の観点から押出し工法が多用されることを述べたが、こ道橋の場合にも安全度の保持が容易で確実である特徴が認められて架設中における道路交通規制を避けることができることから、こ道橋への押出し工法の適用の例は20橋近くに達している。

とくに交通量が多く架設に伴う交通規制が全くできない場合には、押出し工法を除く他の架設工法によることは極めて困難であるため、このような場合には押出し工法は最も適した工法と考えられ採用されている。

河川橋梁について

河川橋梁では、支保工の設置が困難な場合または支保工が割高な場合、支保工の設置期間の制約を受ける場合などに、押出し工法は適した架設法であるが、最近の事例では、桁製作時の河川の汚濁を避けることが押出し工法を採用した一つの理由になったものがある。

以上各橋梁種別に対して押出し工法採用理由を具体的に述べてみたが、このほかの押出し工法採用の好ましい適用条件を箇条書きに示すと次のような事柄をあげることができる。

- i) 河川、道路、鉄道線路など支保工の施工、一般の架設工法によることに制約を受ける条件が重なる地域の橋梁(夕顔瀬Bi)
- ii) 市街他、住宅密集地などで建設公害が問題となる地域となる場合
- iii) 桁長が35m以上と長く移動支保工の適用範囲をこえる長大高架工区
- iv) スパン長が50m程度以上で一般のプレキャストPCI桁の架設範囲を越える場合

2. 押出し工法の基本計画

押出し工法はすでに述べた各種の利点より適用対象の広い架設工法と考えられる。ここでは、構造、断面形状、軌道形状条件、などの面から本工法によるPC桁の計画上の基本事項を述べる。

2.1 橋梁形式

(1) 構造形式

構造形式は、地盤条件、経済性、施工性などの観点から総合的な判断が下される。

一般には、架設時の安定、経済性などより3径間以上の連続桁が採用されるケースが多いが、特別の条件では、単径間の押出しも計画されているが極めて特殊な例である。

軟弱地盤で、地震時の橋梁の変位が大きい場合には、押出し架設後に切断して単純桁とする例もかなりある。

連続桁の最大連続押出し径間数は、現在14径間(東北幹細谷Bi)であるが、押出し装置の存置数の制約、あるいは押出しの反力より連続押出し径間数が定まることになろう。現在のところ、最大径間数として38径間の記録がある(マドリード Alcanadra 橋 38径間×40m)が諸外国の例では橋長、連続径間数ともエスカレートしている。

(2) 断面形状

押出し工法では一般に一室箱断面の適用が多数を占めており(表-2参照)、二室箱桁は使用された例があるが押出し時の支承位置が両外側腹部下とした場合、中央腹部からのせん断力の伝達に対する十分な検討補強などが必要となるため、特別な場合(複線軌道中心間隔が一般の場合よ

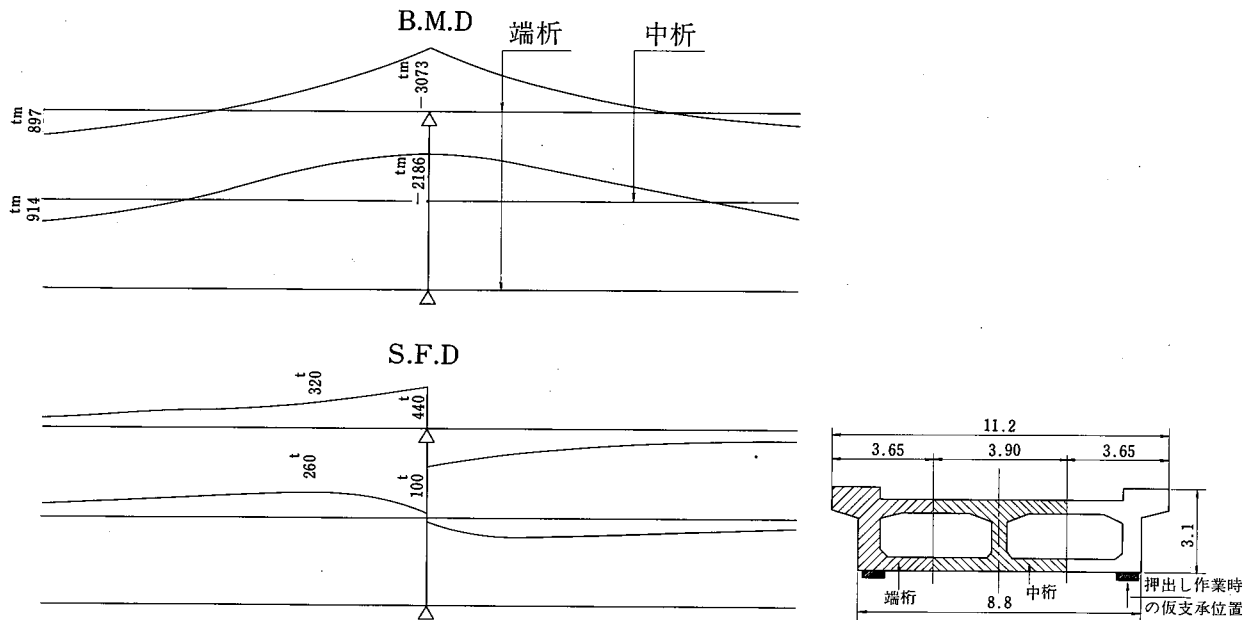


図 - 2

り広いときなど)を除いて使用されない(図 - 2)。

下路桁は一般の場合と同様に、桁高制限を必要とする場合に適用できる(仙山線上杉山 Bi, $\ell=40\text{M}$ はか1橋)

特殊な適用例として PC 2 主桁の施工例もある(Luc 橋, $37+5\times 41+37$ フランス)が一般には、好ましい断面形とは考えられない。

日豊本線駅館川橋梁 ($36+4\times 46+37+34$) は橋梁中に縦断勾配の変更点があり、桁高の制約も受けるという特殊条件のため半下路箱桁という特殊な断面形を

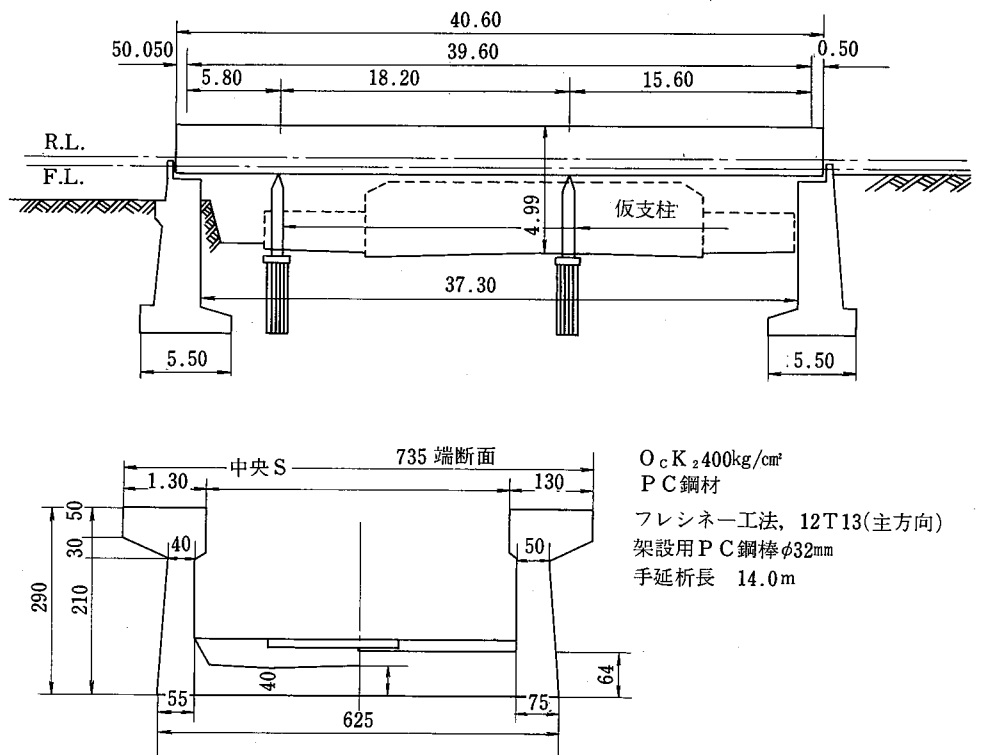
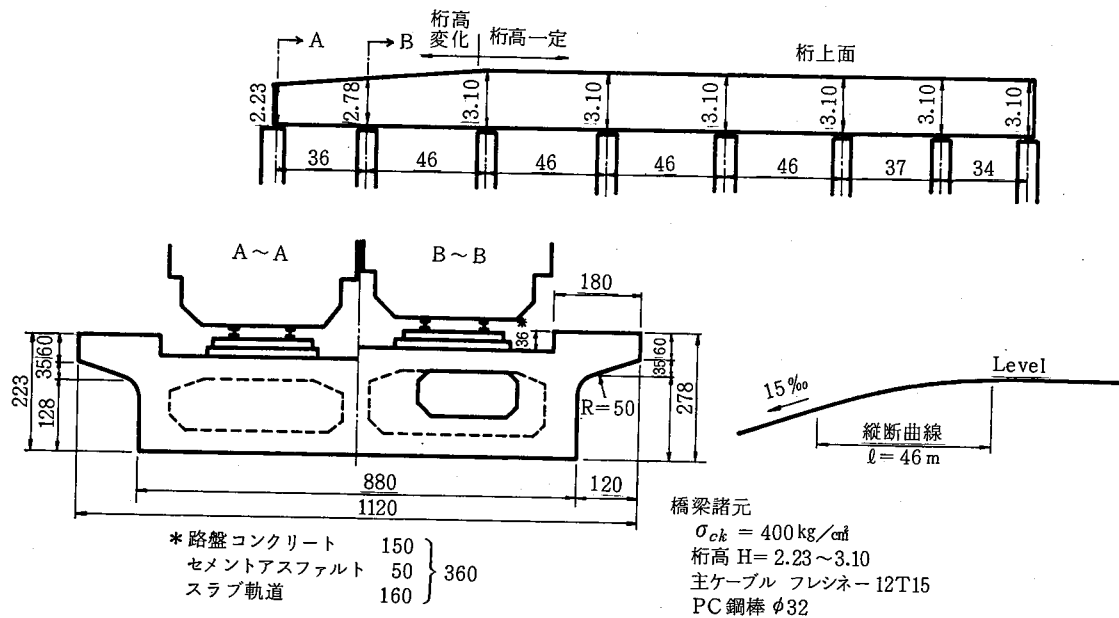


図 - 3 上杉山 B_v (一径間押出し桁)

使用している（図－４）。

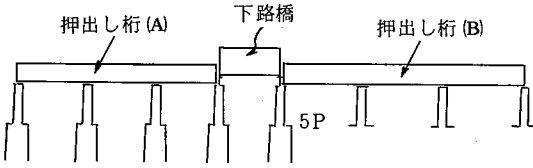


図－４ 駅館川橋梁

(3) 軌道線形に対する橋梁計画

押出し工法は，軌道に縦断勾配がある場合，曲線軌道を含む場合などに対しても高い適応性を有しており（表－４），一般には，押出し工法を軌道に関する条件より放棄する場合は極めて特殊なケースと考えられる。

表－４ 軌道条件による押出し工法計画

軌 道 の 条 件	押 出 し 工 法 ， 施 工 法 な ど の 制 約
<u>軌道の平面形状</u> I) 直線またはわずかの曲線のあるとき II) 軌道の曲線によるシフトが大きいとき III) 桁内に曲線軌道と直線軌道が含まれる場合など IV) 桁内に曲線軌道と直線軌道があり，さらに中間に他の構造の桁を含む必要があるとき	○ 特別の制約がない桁は直線とする ○ 曲線桁の押出しが必要 ○ 曲線部と直線部を分離して押出するか，直線状に押出し，その後曲線部を単純構造として折線状の桁として再配置する
<u>軌道の縦断勾配</u> I) 同一勾配か，わずかの勾配差のとき II) 桁中に大きな勾配差があるとき	 押出し桁 A B は連結して押出し 5 P で切断して A 桁だけさらに押出しを進めて架設を終了する 勾配差の影響がわずかのときは同一勾配と見なして片押しにより押出す 桁の両端より勾配を変えて押出するか同一勾配で押出し，架設終了後桁を分離し据付高さを修正する

2.2 押出し工法の分類

P C 押出し工法の分類を、桁の製作方式、押出し時の断面力の低減方法および、押出し装置などの諸点より類別すると次のようになる。

(1) 桁の製作方式による分類

- a. 場所打ちにより桁を順次、後方製作台上で打ち継ぎながら押出す。
- b. プレキャスト桁を P C 鋼材により順次接合しながら押出す。
- c. R C 構造で桁を打ち継ぎ順次押出し、押出し終了後、P C 鋼材により主桁にプレストレスを与える。

(2) 押出し時の断面力の低減方法による分類

- a. 先端に手延桁を使用する。
- b. 架設径間の中間に仮支柱を設ける。
- c. a. と b. の併用による。
- d. 中央径間が大で仮橋脚の設置ができないとき（径間の中間で桁上面に縦断勾配を設ける必要があるときも該当する）両側より押出し、中間で接合する。

上記 4 つのケースは、一般的な押出し方法における断面力の低減方法であるが、これらのほか

- e. 支点位置にタワーを立て、斜緊張材を使用する例もあるが、斜緊張材の操作が複雑で転用に問題があり、さらに工費面などで有利でないなどの点で実施例が少ない。

(3) 押出し装置の分類

押出し装置に関する分類としては、これを 4 つの機能面により類別できる。なお、ここに示す分類は我が国で実施されている工法および計画が確定しているものに限定して示すことにする。

a) 押出し中の桁から作用する鉛直荷重の支持方法

- i) コンクリート製あるいは鋼製の仮設滑りシュー
- ii) 水平ジャッキ付のスライドベース（仮設用 S S Y 方式）
- iii) 橋脚上の橋梁シューを用い、橋脚以外の支持装置としては、上記 i) または ii) を並用する。

b) 滑動の方式による分類

- i) テフロンとゴムの複合したプレート（テフロン板と呼んでいる）を桁と滑りシューの間に挿入し、テフロン板と滑りシュー上面に貼ったステンレス板の間で滑動させる。
- ii) 押出し装置に組込んだテフロンガイド板上を滑り架台上を滑動させる。
- iii) 本来のシューの滑動機構を利用して、桁架設時の滑りに利用する（本シューの滑動部の長さを桁の押出しに適するよう 500 mm とする、K S 工法）

c) 押出しのための水平力の加え方による分類

- i) 特定の橋脚にジャッキを固定し、押出し桁にあらかじめ箱抜きした部分にアンカー材をセットし（ブラケットの場合もある）、アンカー材とジャッキの間に引張鋼棒を取付け、この引張鋼棒をジャッキにより引張ることにより桁に水平力を加える。アンカー材は押出しの進展にしたがって位置を変更することが必要であり、ジャッキのストロークごとに引張鋼棒の固定ナットの盛替えが必要となる（T L 方式）。
- ii) 各橋脚上および製作ヤードに設けたスライドベースの滑り架台に固定した水平ジャッキを作動させ滑り架台上の滑り台に水平力を加える（S S Y, R S 方式）。
- iii) 各橋脚上のシュー（押出し装置兼用シューで上シューと下シューの間で滑動させる場合）に水平ジャッキを固定し、ジャッキにより桁を載荷した上シューを引張ることによって水

平力を加える（KS工法）。

Ⅳ） 押出し製作ヤード部に設けた反力台に対して，押出し桁に固定した押出しジャッキにより水平力を加える（RS工法）。

ⅱ）とⅲ）による工法では水平力が桁に対して各装置より加えられるため分散押出し方式と呼ばれるのに対してⅰ），Ⅳ）は原則として水平力が桁に対し一点で加えられるため集中押出し方式と呼ばれるようになってきた。

d) 横方向修正装置

押出し桁が所定の位置に押出されるためには，押出し方向と直角の方向への位置の修正が一般に必要である。このための装置として，簡易なものとしては，横方向への滑動を防止しあるいは押出し方向に桁を押出しながら修正を行う横方向ガイド装置を設ける場合と，滑り装置の据付方向を微調整する場合があります，本格的な横方向位置修正装置としては，ジャッキにより橋軸直角方向の水平力を加えて位置修正を行うものとがある。

横方向位置修正装置は，地震時に桁に作用する水平力に常時耐え得る機能，強度を有することが要求される。

(4) 押出し工法の機能別の方式の組合せ

以上述べた各機能は，それぞれが組合わされて，独自の特徴を有する押出し工法を形成しており，表－5に工法名称と，各機能別方式の組合せを示す。

表－5 各押出し工法の機能別の方式の組合せ

押出し工法の呼び名	支 持 装 置		滑 動 の 方 式	押出し力の加え方	押出し方向修正方式	工 法 略 称
	材 質	設 置 ， 撤 去				
集中引張方法 (集中方式)	コンクリート	仮設により橋脚頭部に設置し使用後撤去の後橋脚を後埋め	テフロンとゴムの複合板による。人力により挿入を繰り返す	特定の橋脚をアンカーとした集中方式	横方向ガイドによる簡易修正方法による	TL工法
分散押出し方式 (分散方式)	鋼	仮設により橋脚頭部に設置し，使用後撤去する。装置高が小さく後埋めは一般に不要	装置に内蔵されたテフロン板部が前後に滑動する	各橋脚の水平ジャッキにより水平力を加える分散方式	すべり装置の据付位置の修正による（簡易修正方法）	SSY工法
本シュー利用の集中方式	鋼	本シュー上に滑動のためのステンレス板を設け使用後同板を撤去し，桁とシューを固定する	テフロンとゴムの複合板による。人力によりシュー上面と桁の間へ挿入を繰り返す	集中方式	横方向ガイドによる簡易修正方法	
本シュー利用の分散方式	鋼	正規にシューを据付け，押出し終了後桁とシューを固定装置により固定する	本シューの滑動機能を拡大したもので，上シューが前後に滑動する	各橋脚の水平ジャッキによる分散方式	横方向の位置修正は水平ジャッキによる	KS工法
本シュー利用集中方式	鋼	正規にシューを据付，押出し終了後桁とシューを固定装置により固定する	本シュー上にグライド板を設置し，この上を桁が載荷されたスライドリボンが滑動する	橋脚付近に設けた水平ジャッキにより集中的に押すが分散も可能	横方向の位置修正は水平ジャッキおよびガイド装置による	RS工法

〔注〕 本表は我が国で今後検討の中心となると思われる工法で，現在計画されているが，すでに実施された工法より示した。

2.3 架設装置，押出し設備，作業方法

ここでは，各種押出し工法の架設法の概要を把握し，相互の相違を明確にするため，3径間連続桁($\ell=30+50+30$)の押出し施工要領(図-5)を示すとともに，各工法の特長を示す押出し装置配置図(図-6)，滑り支承図(図-7)，押出し装置(図-8)，兼用シュ- (図-9)を図示する。

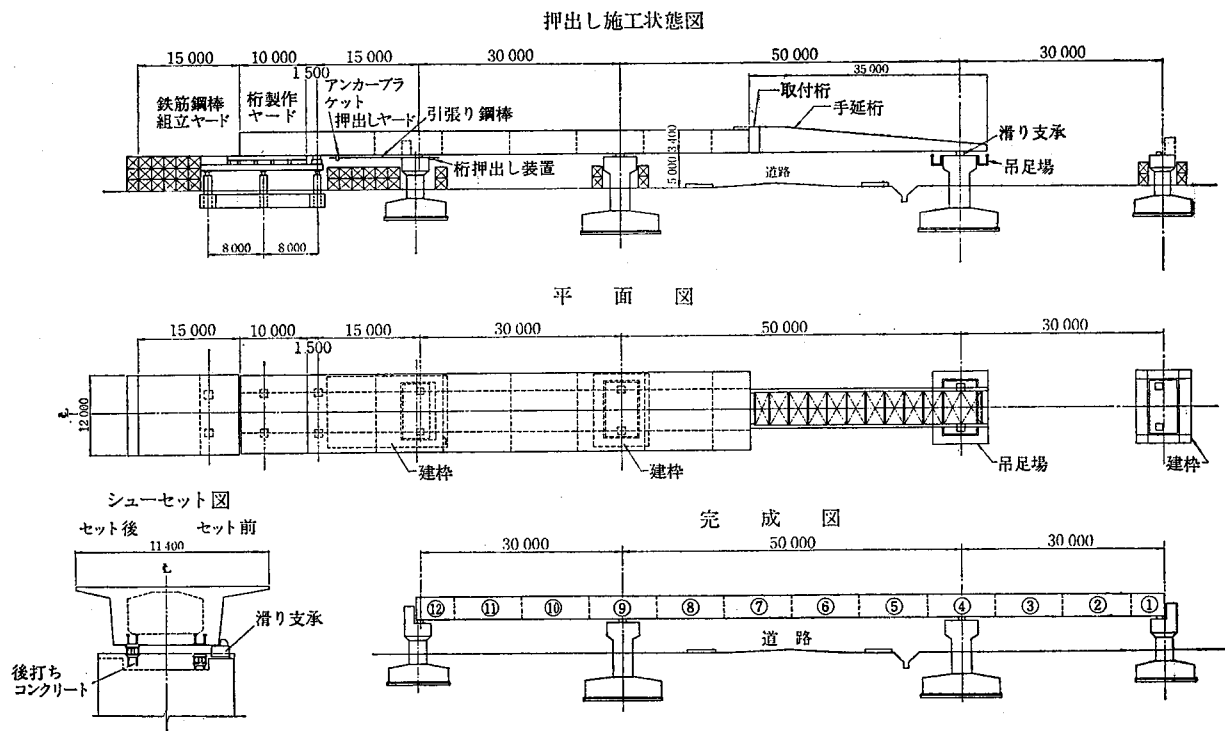


図-5 (a) 押出し施工要領図 (集中方式)

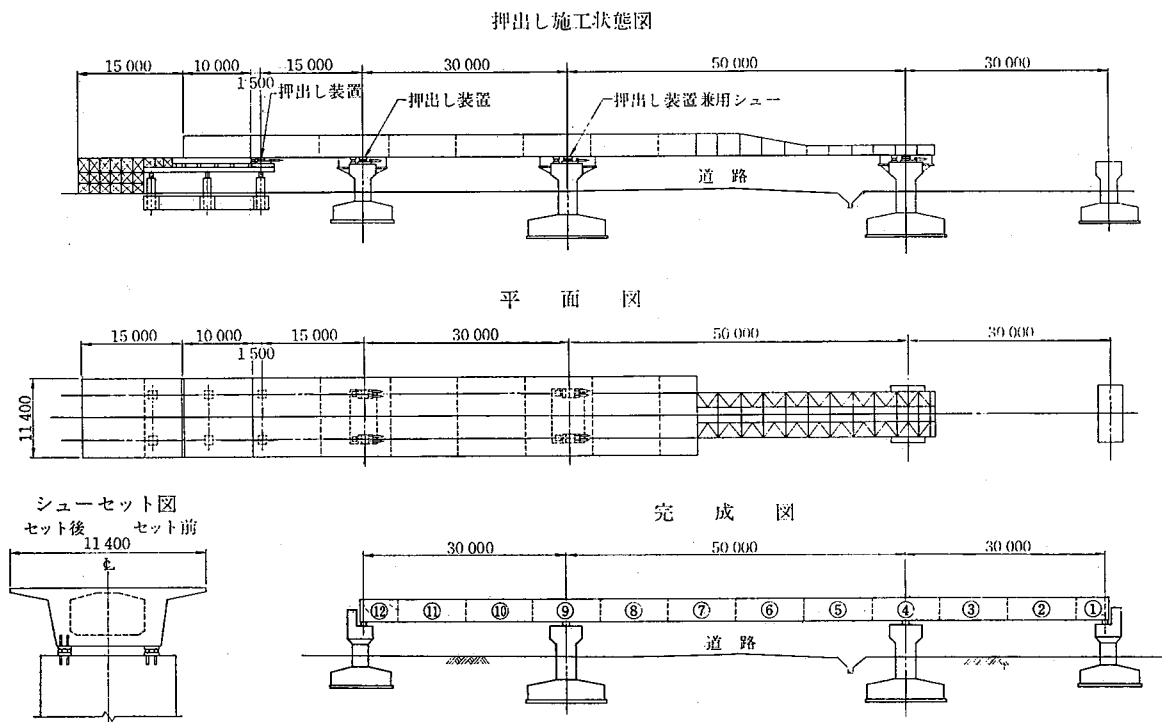


図-5 (b) 押出し施工要領図 (分散方式，本シュ-利用)

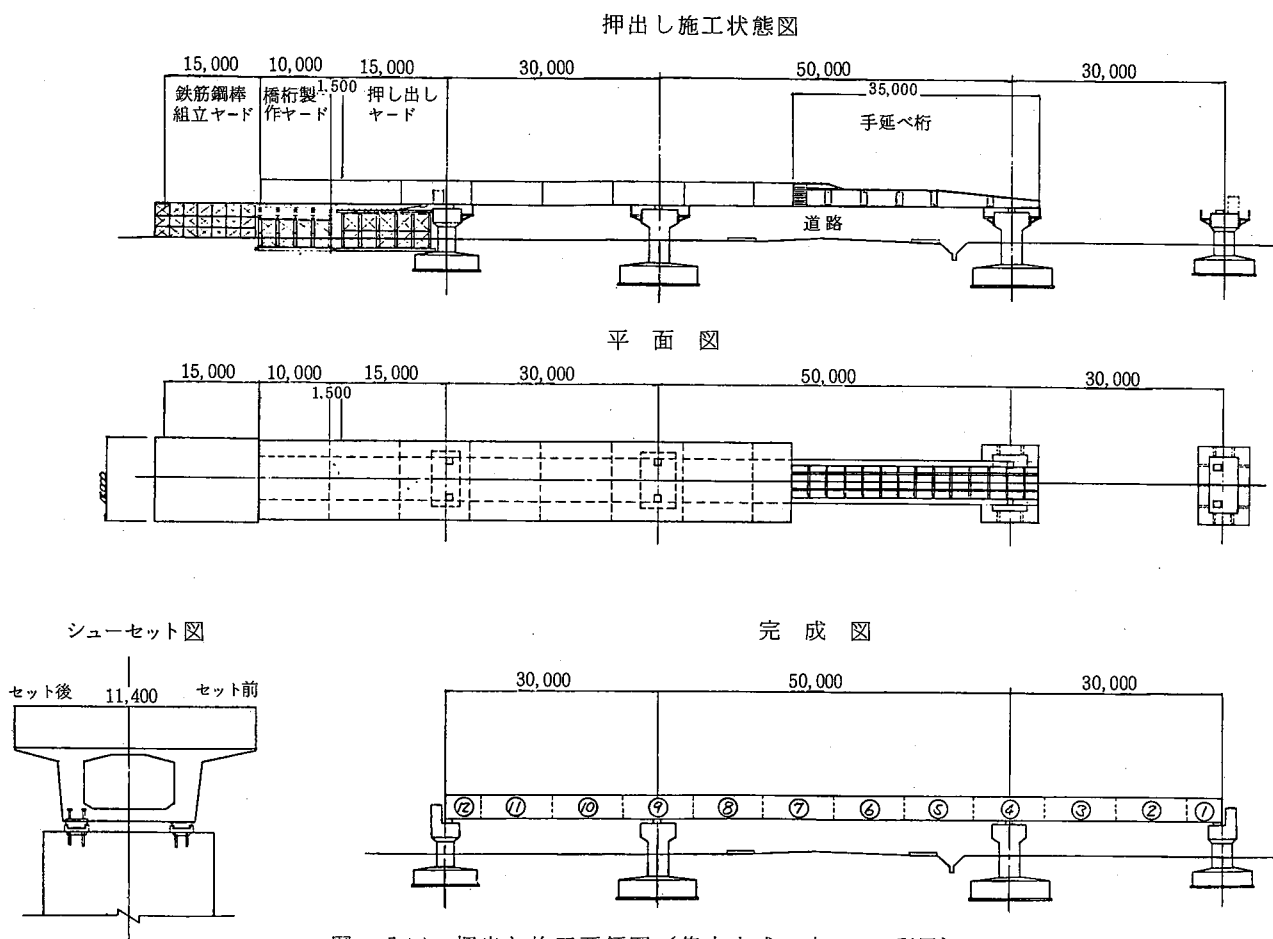


図-5(c) 押し出し施工要領図(集中方式, 本シュー利用)

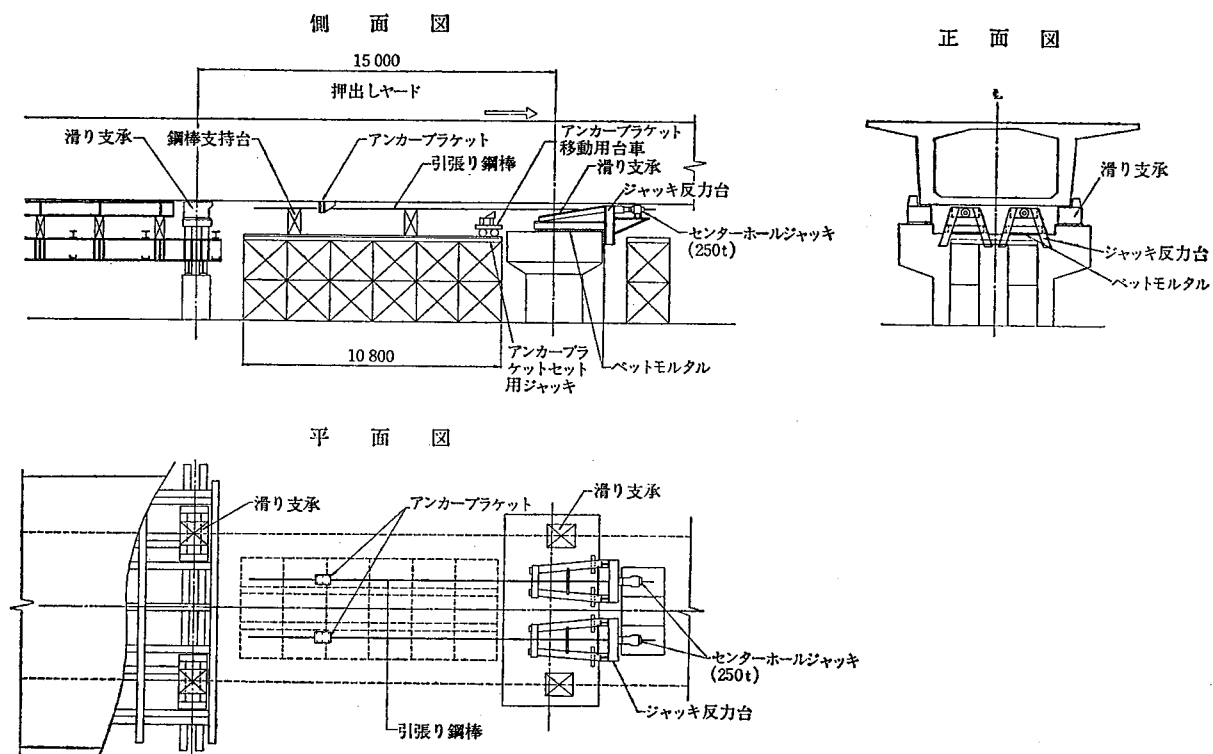
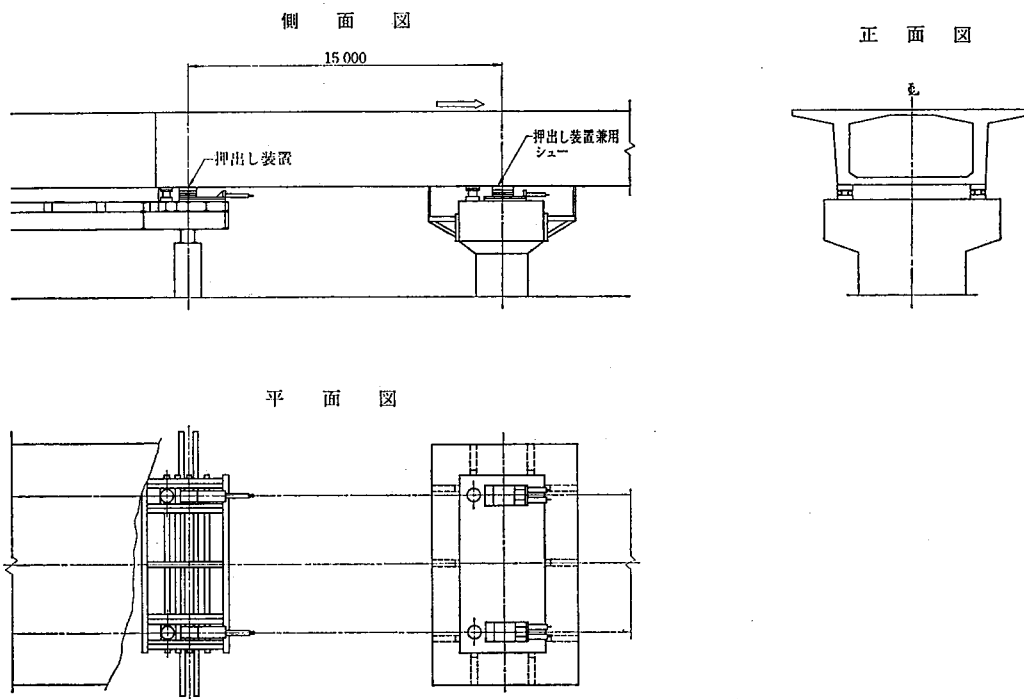
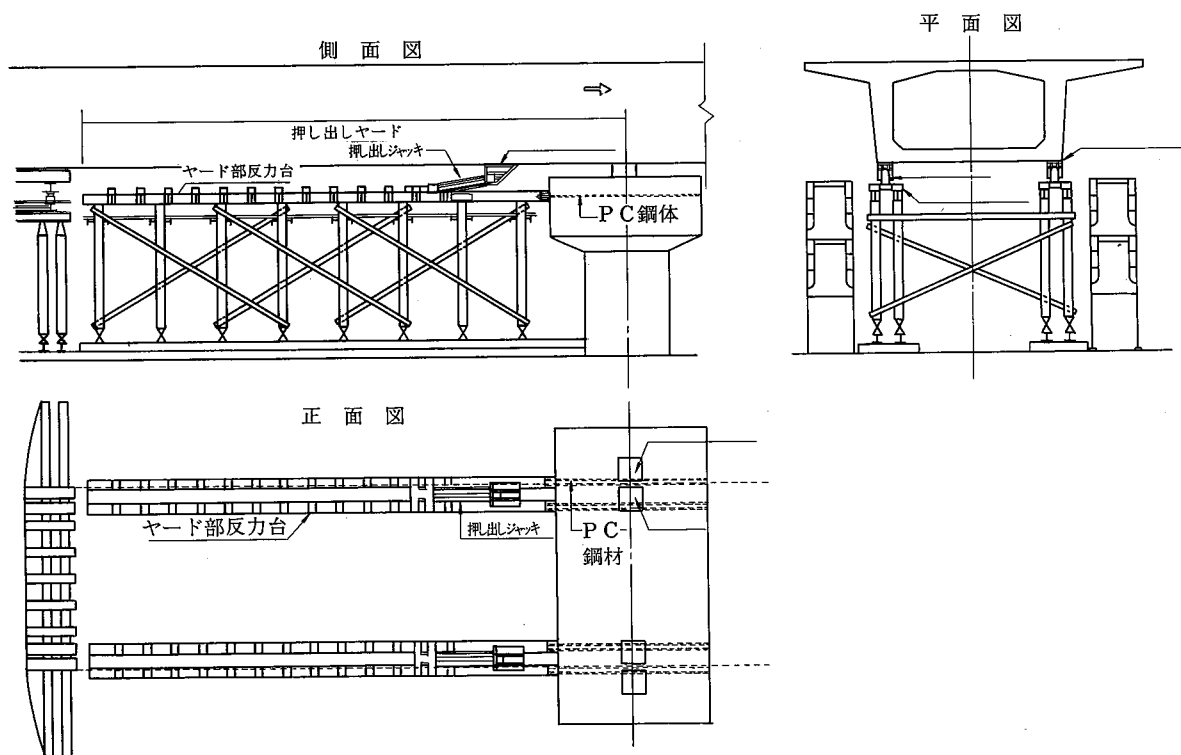


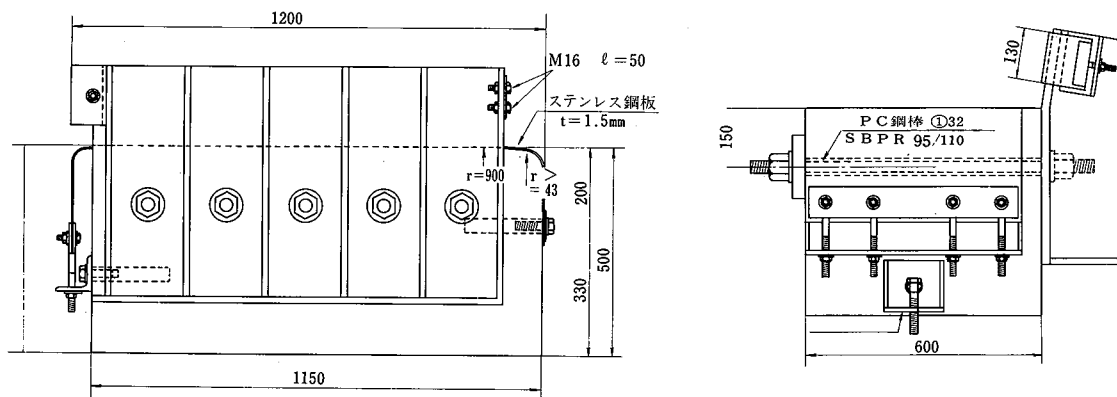
図-6(a) 押し出し装置配置図(集中方式)



図－6 (b) 押し出し装置一般図（分散方式）



図－6 (c) 押し出し装置配置図（RS工法）



滑りシュアの橋軸方向の稜角には $r=43$, 900mmの曲線を設けることにより滑り板(硬質ゴム+テフロン板)挿入を容易にし耐久性を得ている。

図-7 滑り支承図 (TL工法, 仮設用)

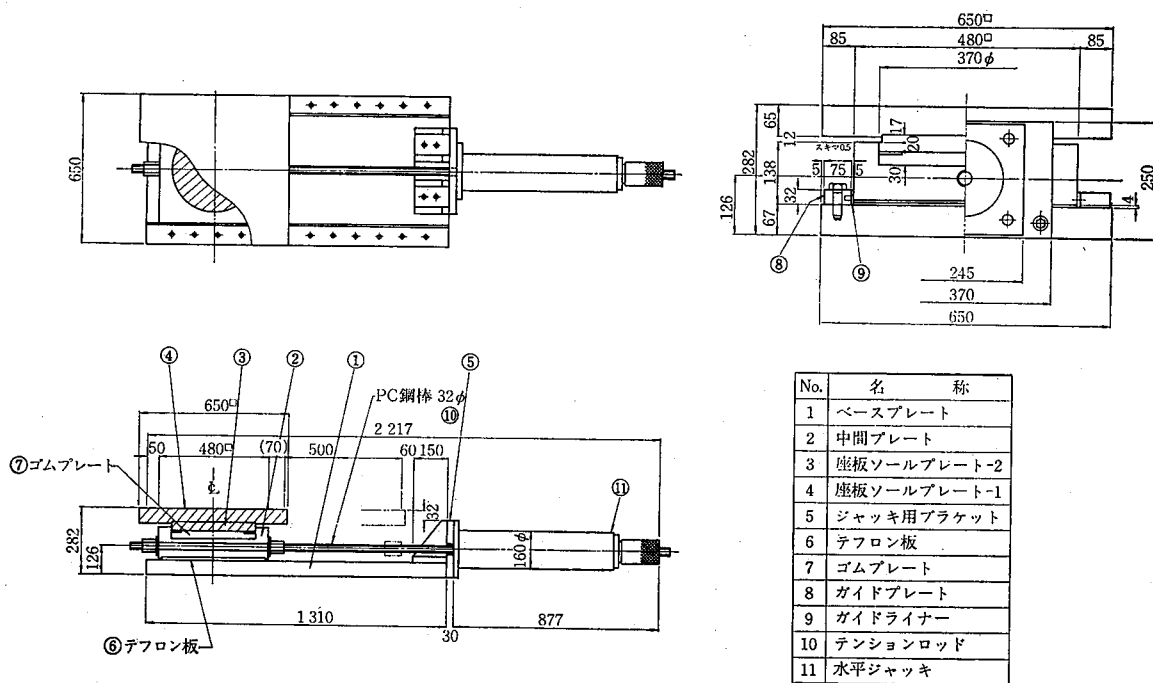


図-8 (a) 押し出し装置 (800 ton用, 分散方式)

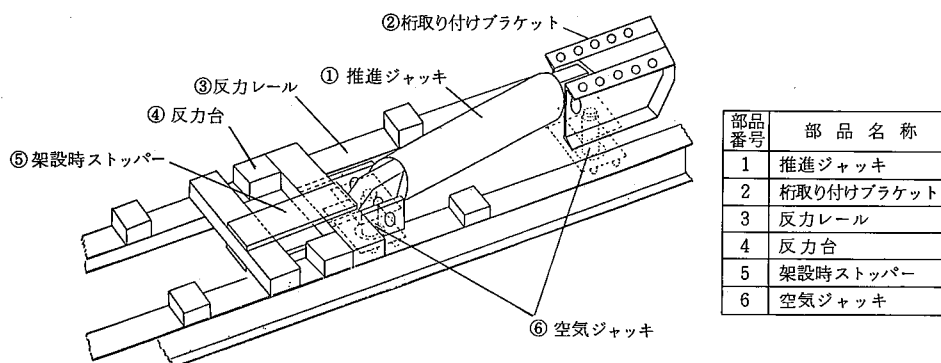
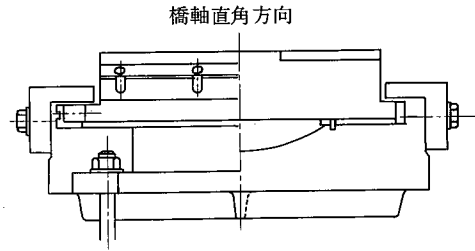


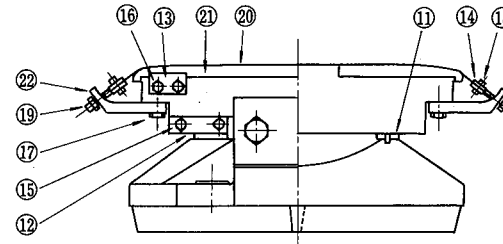
図-8 (b) 押し出し装置 (RS工法)

押し出し施工時

1. 上沓にステンレス鋼板を張り、滑り支承とする。
2. ソールプレートは上部工主桁の所定の位置に埋め込んでおく。

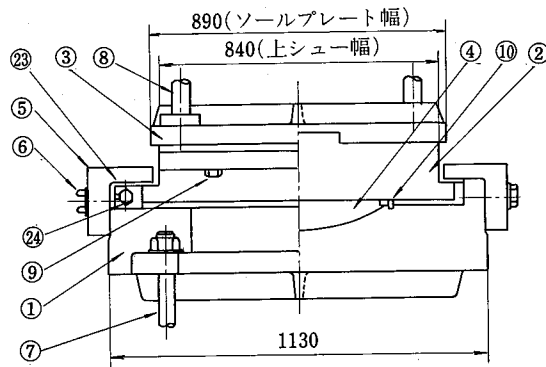


橋軸方向

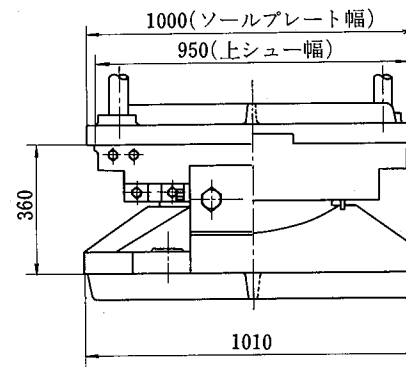


押し出し完了時

橋軸直角方向



橋軸方向



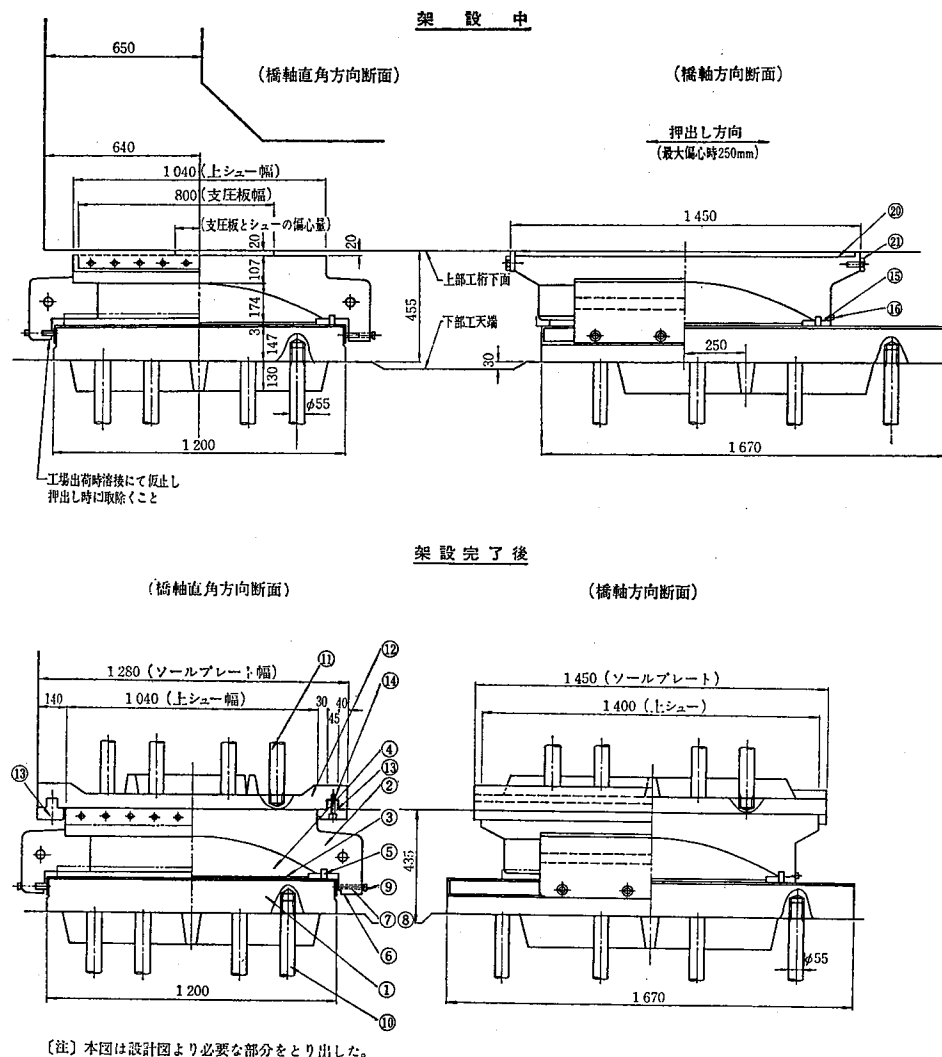
1. 押し出し完了後桁をジャッキで支持して符号⑪～⑫を撤去する。
2. 桁を徐々にジャッキダウンさせながらソールプレートの凹部に上沓の凸部をはめ込む。

3. 符号⑨連結用ボルトを使用してソールプレートと上沓を連結。

材 料 表

符号	名 称	材 質	個数
1	下 シ ュ ー	SCW42	1
2	上 シ ュ ー	SCW42	1
3	ソールプレート	SCW42	1
4	支 承 板	HBsC3B	1
5	サイドブロック	SCW42	2
6	サイドブロックボルト	S35C-N	4
7	アンカーボルト、ナット	SS41	4
8	ア ン カ ー バ ー	SS41	4
9	連結用ボルト	S35C-N	4
10	シーリング	クロロレンゴム	1
11	固定ブロック(1)	SS41	1組
12	固定ブロック(2)	SS41	4
13	固定ブロック(3)	SS41	4
14	ア プ レ ー ト	SS41	4
15	ボ ル ト	SS41	8
16	ボ ル ト	SS41	8
17	ボ ル ト	SS41	8
18	ボルト、ナット	F10T	8
19	ボルト、ナット	SS41	8
20	ステンレス鋼板	SUS3D4	1
21	ライナープレート	SS41	1組
22	ステンレス板定着金具	SS41	2
23		SS41	2
24	ボ ル ト	SS41	4

図-9 (a) 集中方式押し出し兼用シュ- (TL工法, 530tシュ-)



材 料 表

品番	品 名	材 質	個数
1	下 シ ュ ー	SCMn 2A	1
2	上 シ ュ ー	SCMn 2A + SS 41	1
3	オイレスグライト板	充填材入り PTFE	1
4	支 承 板	HBsC3B+SL	1
5	シ ー ル リ ン グ	クロロプレックス スポンジゴム	1
6	位 置 調 整 ば ね	SUP 6	4
7	ばね調整プレート	SM 50	4
8	ばね取付ボルト	SCM 3	4
9	ばね調整ボルト	SS 41	8
10	アンカーボルト	S 35 CN	12
11	アンカーバー	S 35 CN	12
12	ソールプレート	SCMn 2A	1
13	ライナープレート	SCMn 2A	1
14	ライナー取付ボルト	SCM 3	8
15	防 塵 カ バ ー	SUS 304 (JIS G 4305)	2
16	カバー取付ボルト	SUS 304 (JIS G 4315)	14
17	滑 り 板 A	SUS 304 (JIS G 4304)	1
18	滑 り 板 B	SUS 304 (JIS G 4305)	2
19	滑り板取付ねじ	SUS 304 (JIS G 4315)	44
20	架 設 用 支 圧 板	SS 41	1
21	支圧板取付ボルト	SS 41	16

押出し施工時

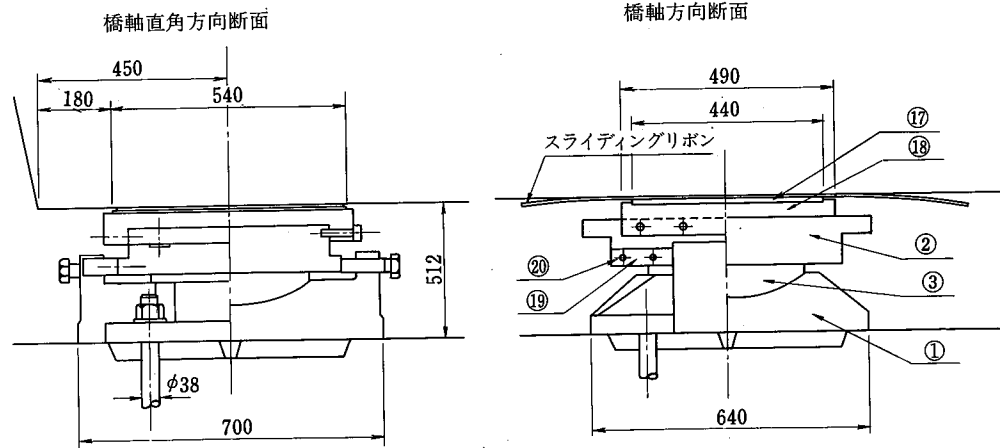
- ③のグライト板の下面で滑動する。
- 下シューにジャッキを固定しジャッキテンションバーを②上脊に設けたボルト穴に固定しジャッキを操作することにより上シューを前後に移動して上シュー上のPC桁を押出す。

押出し終了後

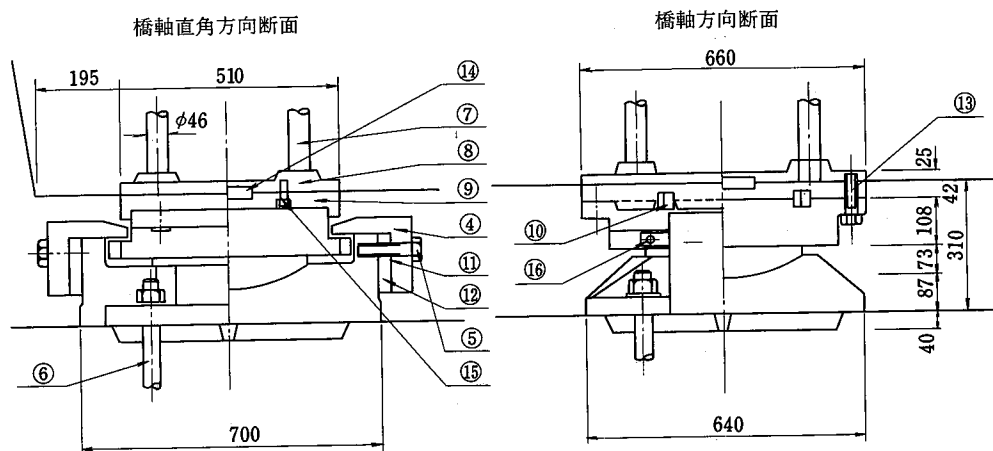
- 押出し終了後上シューを⑬ライナープレートにより固定して架設を終了する。

図－9 (b) 分散方式押出し兼用シュー（東北新幹線中津橋梁 2050t KSシュー）

押し出し施工時



押し出し終了後



材 料 表

番号	品 名	材 質	個数
1	下 沓	ScMn2A	1
2	上 沓	ScMn2A	1
3	ベアリングプレート	HBsC ₃ B+SL	1
4	サイドブロック	ScMn2A	2
5	サイドブロックボルト		4
6	アンカーボルト	SS41	4
7	アンカーバー	SS41	4
8	ソールプレート	ScMn2A	1
9	連 積 板	ScMn2A	1
10	キ ー	S35CN	4
11	調整プレート A	SS41	4
12	調整プレート B	SS41	4
13	セ ッ ト ボ ル ト		4
14	円 板	SM50A	1
15	連 積 板 ボ ル ト		4
16	調整プレート A ボルト		4
17	グ ラ イ ド 板	PTFE	2
18	サポートプレート	ScMn2A	1
19	移 動 止 め 金 具	S35CN	4
20	移動止め金具ボルト		8

押し出し施工時

- 1) ①グライド板の上をスライディングリボンが滑動する
- 2) 押し出しの最終状態で①サポートプレートと①ソールプレートを連結した状態で、サポートプレートと押し出ながら入れかえ、サポートプレートは取外す
- 3) ①キーにより②⑨を相互に結合する

図-9(c) RS工法における押し出し兼用シュ- (検討案 390 t シュ-)

(1) 製作ヤード設備

製作ヤードは架橋地点外方に、i) 手延桁の据付け ii) コンクリートの打込み、内型わく、および鉄筋P C鋼材の組立て作業に供するスペースからなる(図-10)。

コンクリートの打込みヤードは、押し出し工法固有の高い製作精度を確保するため強固な支保工を必要とするが、そのため本体構造物(ラーメン高架橋の脚、橋脚あるいは桁)を支保工に流用することは、精度を高めるばかりでなく工費の低減を大幅に可能にすることからも発注計画上の配慮が望まれる。

後方設備ヤードは、P C鋼材の配置方法、ブロック長さ、押し出し計画などで必要長が異なるが一般には20～

30m程度以上が用いられる。

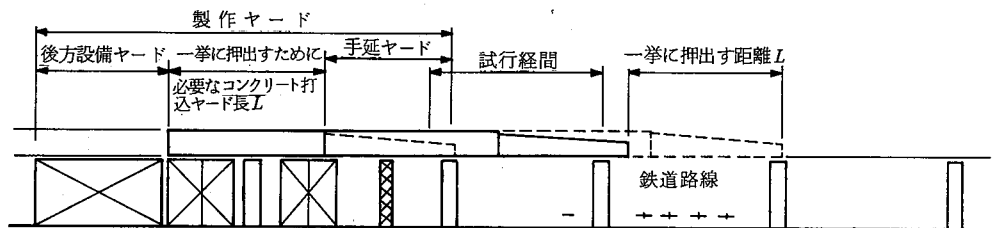


図-10 製作ヤード位置

(2) 型わく支保工構造

型わく、支保工構造は、型わくの組立ておよび取りはずし作業がとくに敏速にできることと押し出し工法に必要な精度を確保できる構造と剛性を有することが要求される。

底型わくは、脱型、押し出し開始時に底型わく全体を低下させる方法と桁を底型わくによって支持しながら滑動させて押し出す二つの方式が行なわれている。

底型わくを低下させる方式では、低下させてカンチレバー状で桁を押し出す場合と、底型わくの一部にすべり装置(あるいは押し出し装置)を前もって設置しこの上を滑動(あるいは押し出し)させる二つの方式が行なわれている。これらを図解したのが図-11である。図-12に参考例を示す。

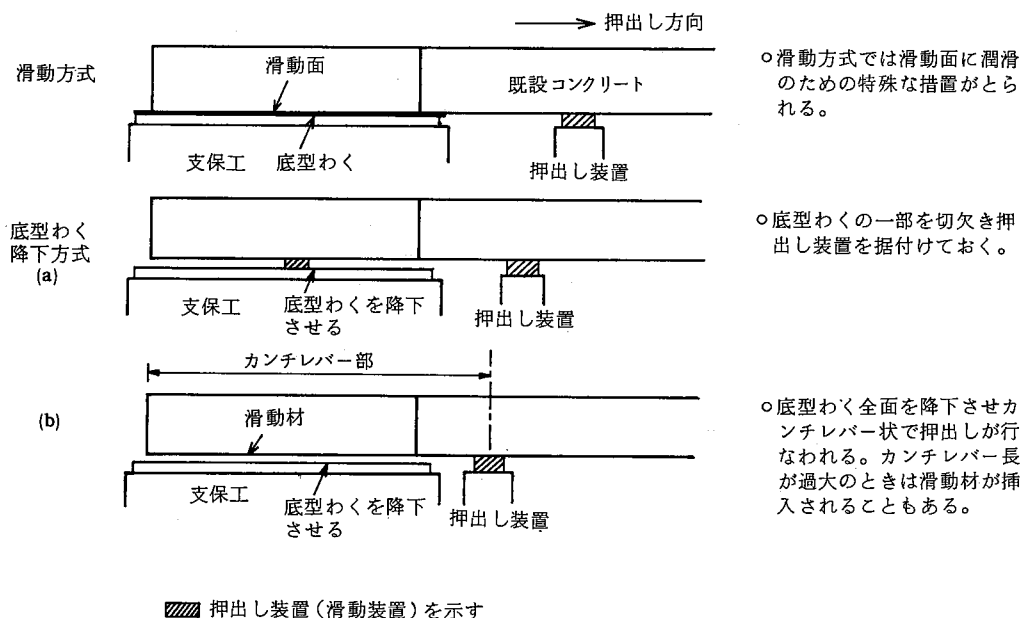
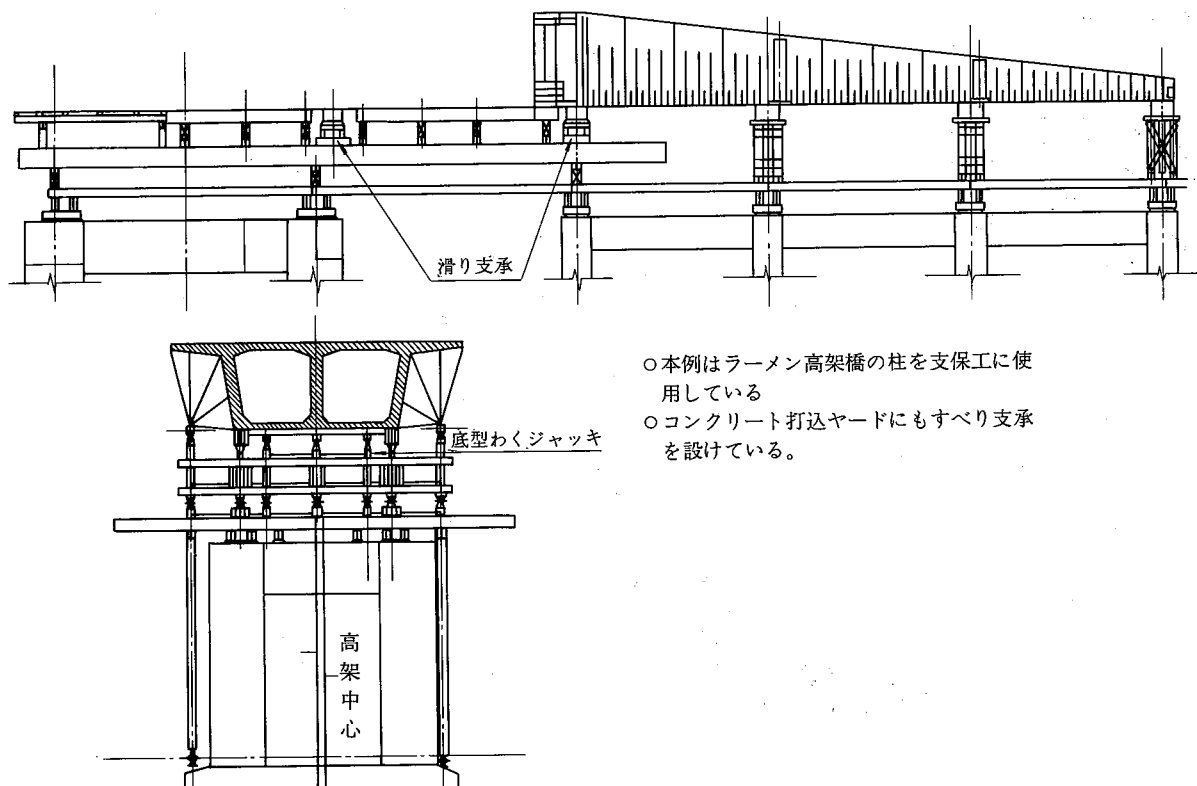


図-11 コンクリート打込みヤードの底型わく



- 本例はラーメン高架橋の柱を支保工に使用している
- コンクリート打込ヤードにもすべり支承を設けている。

図-12 製作ヤード実施例

(3) 仮橋脚

押し出し架設時の断面力を低減するために用いる仮橋脚は転用、経済性、施工性などの観点から、鋼製、コンクリートなどの材料を使用した各種形状のものが使用されている。

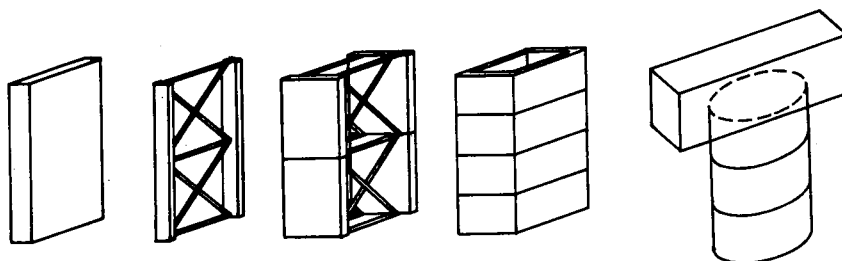


図-13 仮支柱の形状

(4) 手延桁

手延桁は、一般には仮支柱と同様に断面力の低減の目的を有するほか、円滑に押し出し桁をすべり滑上に載荷させる緩衝の機能をもっている。手延桁の先端部にはこのためジャッキを設置し後端には押し出し桁との接合部を有し接続にはP C鋼棒が一般に用いられる。(図-14)

手延桁の断面はI箱形断面が用いられ、すべり装置と接触するカバープレート面には接続ボルト、溶接部などが突出しないような主桁下フランジの接合が行なわれている。

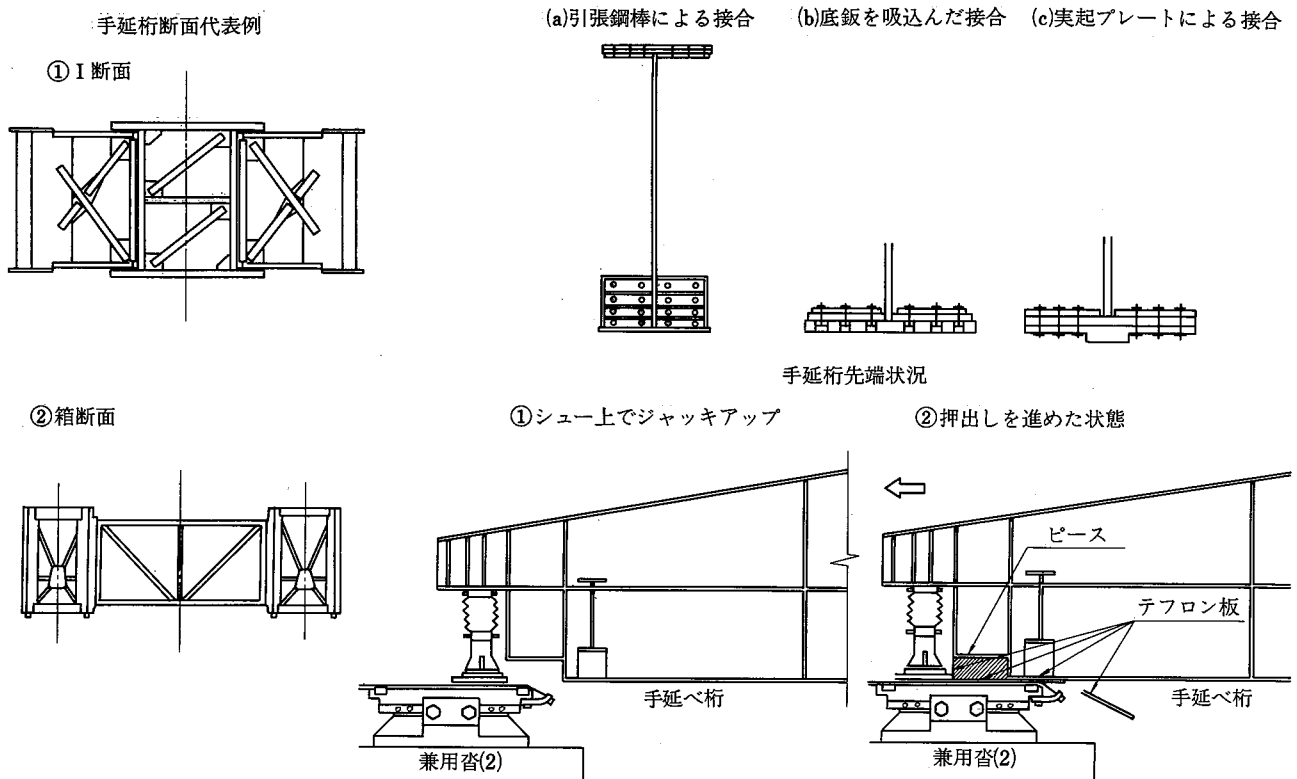


図-14 手延桁断面例，底鈑接合例，手延桁先端状況

3. 押出し工法 P C 桁の設計

押出し工法を使用する P C 桁の設計に特有の注意点，問題点およびその解決策などについて概要を述べる。

3.1 設計一般

- a. 設計基本事項 スパン割り，安全対策など押出し工法の基本的な事項を以下に述べる。
- i) 押出し時の桁の安定 押出し作業中の桁の安定を確保するため，不利な自重の割増しを行ない，かつ回転に対して十分な安全率を確保できるよう，スパン割り，仮支柱，製作ヤードおよび仮支承などの位置の決定を行なう（国鉄では安全率として 1.2 を確保している）
 - ii) 押出し試行 手延桁，同取付部の信頼性の確認，押出し作業の慣れをはかるため，必要に応じ押出し作業の試行が可能なようスパン割りを考慮する。
 - iii) 押出し作業時の安全性の確保 押出し作業時の桁の製作誤差，支承部の不同沈下はある程度まで避けられないものとして，安全性の検討を行なう。
 - iv) 過走防止 地震時に作用する水平力に対して押出し桁が逸走しない設備装置などを設ける。
 - v) 支承部の確認 地震時などの異常時における荷重に対して支承部の応力度，補強が十分であるかどうかの検討を行なう。

b. 断面形状

押出し桁の外型わくは工法の特長より桁全長にわたって同一形状とする。

押出し作業中に仮支点となる桁腹部下端は架設中に生ずる支承反力を十分に伝達し得ることは勿論、ひびわれ、支承破壊などが生ずることがないように断面決定、P C鋼材配置、鉄筋補強などを行なわなければならない。

c. ブロック割り

押出し桁のブロック割りにあたっては、架設工期、一度に押出さなければならない区間長、工事費、作業性、ケーブル定着位置、電柱支持ばり位置などを考慮して総合的に適切なブロック割りを定めなければならない。

電柱支持ばりはブロックの先端に設けると型わくの施工上好ましい。

d. 手延桁長、剛性

手延桁の長さ、曲げ剛性は、最大架設スパンの押出し桁の断面力を経済的に軽減できるように定めることができる。

図-15は東北新幹線複線箱桁($L=40+60+40$, 3径間連続桁)における検討例であるが剛性を一定($I=0.3\text{ m}^4$)としたときの手延桁長による効果は最大架設径間長の60~70%であれば適当であることを示している。なお手延桁の曲げ剛性は、検討の結果、平均 0.3 m^3 が適当であった。

P C押出し工法では本桁の横剛性が大きく、そのため手延桁に作用する製作誤差などに起因する反力のアンバランスも大きくなるため腹鉄の座屈に対する補強は特に十分に行なわなければならない。

e. 仮橋脚

仮橋脚は、架設スパンが30m程度を越える場合に断面力を軽減するためにその使用が検討されるが、架設スパン長のばらつき、現地条件、地質条件などによる工費への影響も小さくないので仮橋脚の採否およびスパンの決定は総合的な検討を要する。

仮橋脚は、断面力の減少とは別に押出し時の桁の安定性より設置を要する場合も少なくない。

3.2 応力度の計算

a. 押出し桁の応力度の計算を必要とする部材の状態

押出し桁でとくに応力度の計算を必要とする部材の状態をあげる。

- i) 押出し作業前の状態(架設用緊張力を与えたのち)
- ii) 押出し作業中の状態
- iii) 押出し架設用緊張力の一部を解除する場合は解除した状態
- iv) 全緊張力を与えた直後の状態
- v) P C鋼材のレラクセーション、コンクリートのクリープ乾燥収縮の終わったのちの状態

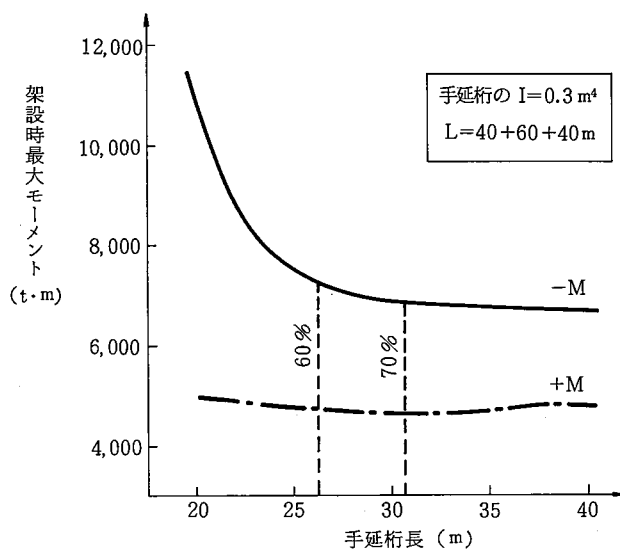


図-15 手延桁長・P C桁架設時最大モーメント曲線
(東北新幹線第1宮原Bv)

b. PC鋼材のレラクセーション、コンクリートのクリープ乾燥収縮の取扱い

i) 押出し架設用緊張力のレラクセーション、クリープ乾燥収縮による減少量の計算では、PC鋼棒、シース接合構造を図-16に示すものを使用することによりPC鋼棒に再緊張を与え得る構造として、これらによる緊張力の低下を補償するものとする。

ii) 押出し架設終了後に与える緊張力の減少量の計算では、桁の工期を想定し十分余裕のある緊張時材令を定めて有効緊張力の計算を行なう。

iii) 押出し作業時の曲げ応力度の算定においては、一般のPC鋼材の配置では緊張力の偏心が少なく、そのためプレストレッシングによる不静定力は無視できる。

c. 押出し作業時の支点反力のばらつき

受桁の沈下、仮橋脚などの沈下などに対しては、押出し作業中に沈下量あるいは不同沈下を修正して押出し桁の同一橋脚上の反力のばらつきを無くすことを基本とするが、桁コンクリートの製作誤差、沈下量の修正の不足分に対して数ミリ程度の支点のアンバランスに対しては修正が困難と考えて許容値を満足するように設計を行なうものとする。

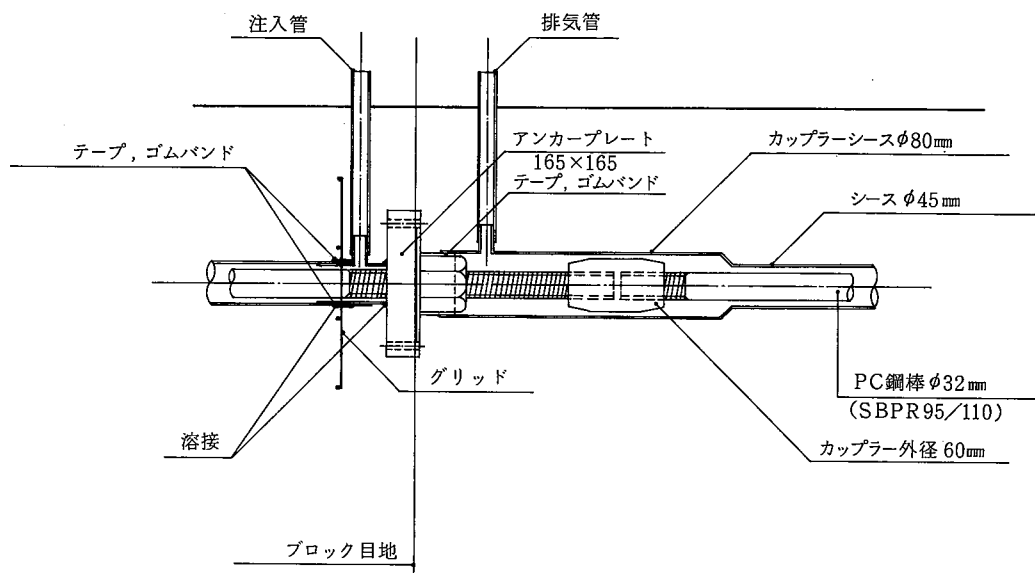


図-16 押出し架設用PC鋼棒、シース接合構造

3.3 許容応力度

PC鉄道橋の許容応力度の値は土木学会のPC標準示方書の改訂およびPC関係諸技術の進展に合わせて検討中であるが当面押出し工法の設計に用いるコンクリートの許容応力度は表-6の値を目安としている。

なお許容斜引張応力度は建造物設計標準の定める値を用いる。

表-6 押出し作業中のコンクリートの許容曲げ応力度 (kg/cm²)

応力度の種別	コンクリートの σ_{ck} (kg/cm ²)		
	300	400	500
許容曲げ圧縮応力度	130	170	200
許容曲げ引張応力度	-8	-10	-12
地震の影響を考えたとき	-25	-30	-35

3.4 設計図記載事項

とくに押出し工法 P C 桁の設計図において必要とする記載事項を列挙する。

i) 押出し作業時のコンクリートの許容曲げ圧縮，引張応力度， ii) 仮橋脚，手延桁の一般構造図，取付部詳細図設計値， iii) 設計計算で想定した押出し作業時の支点位置および支点の条件， iv) 製作ヤード，押出し作業段階を示す図表， v) 押出し作業中の最大最小断面力，応力度など， vi) 押出し作業中の防護工，兼用シュウでは作業時の構造図， vii その他押出し作業内容を規制する事項

3.5 構造細目

a. シュウの位置

シュウの据付け位置は，押出し中の仮支承位置と一致させ，かつストッパーの最適位置を避け，押出し架設用鋼棒位置を避けて配置する（兼用シュウの場合）。

b. 主ケーブル配置

主ケーブルの配置は，一般の緊張材の配置上の細目を満足するほか，押出し作業時に受ける仮支承反力を主桁に伝達し得るようにシース間隔，かぶりなどを適当に設けなければならない。と

くにシースが交差

して重複する場合

にはシース間隔が

小さくなり架設時

反力により主桁複

部が破壊するおそ

れもあるため十分

注意を払わなけれ

ばならない。

図-17は押出し工法による単純桁の鋼材配置のケースであるが，当初の配置では F E M 解析の結果 $100\text{kg}/\text{cm}^2$ を越える引張応力度と $450\text{kg}/\text{cm}^2$ を

越える圧縮応力度がシースに沿って生じており主ケーブル配置が不適当であることを示していたため，図示のように改善された。

c. 仮接合の斜角

単純桁を仮接合して連続押出しを行ない，のちに切断して単純桁とする工法において仮接合面の斜角は70度までとし，これより急な斜角ではせん断キーを使用して押出し時の桁の一体化をはかるものとする。

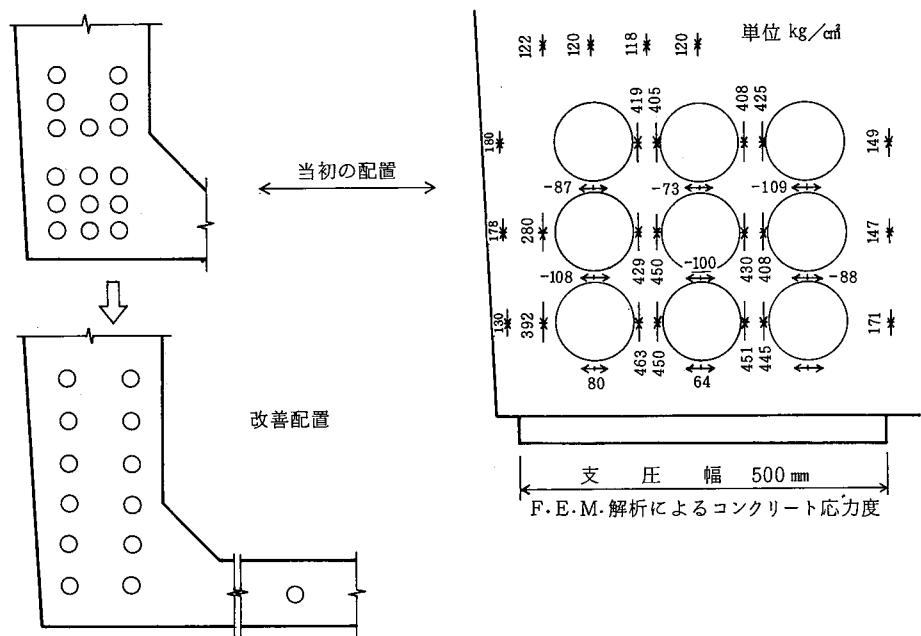


図-17 不適当な主ケーブル配置とその改善例

4. 施工上の注意点

押出し工法の施工経験の積み重ねにより、しだいに工法特有の注意点、解決策などが明らかにされつつある。

ここでは、これらの要点を述べる。

4.1 施工一般

押出し工法は、他の既成の架設工法に比較して、架設期間にわたって構造系の変化、支点の移動およびたわみ、桁の製作と架設が交互に繰り返されるなどの諸点で著しい相違がみられ、これらの諸点で最も困難な方法を選択しているのが押出し工法とみることができ、これらの諸点が押出し工法を最も高度な架設方法とした高い施工能力を要求することになる。

押出し工法では、桁の製作と架設が交互に行なわれ、かつ支点、構造系が変化するため「桁の製作架設を構造計算と一致させる」という製作、架設上の基本原則を守ることが困難でしかも重要な課題となる。

4.2 押出し設備

a. 製作ヤードの位置

桁の製作、緊張作業によって線路、道路などの交通路に支障しない位置を選定し、必要に応じて押出し作業の習熟径間を設定できる位置を選定する。

b. 型わく

型わくは工法の性格上とくに据付精度の確保が容易でコンクリート打込みによる変形、たわみなどが少ない構造 剛性をもつことが要求される。とくに押出しのさい仮支承となるシューと接する底型わくは、高低、たわみなどが押出し工法、設計計算などより規制されざるをえないため十分な精度を確保できるように剛性を高める。

押出しの進展にしたがって押出し桁の後部は桁の状態に対してあるたわみ角の変化を示す。図-18は製作の進行に応じて生じたたわみ角を示したものでたわみ角に応じて型わく

の据付けを行なう必要があることを示す。

c. 支保工

支保工は一般の設計施工に関する示方書条項を満足するほか、工法の性格上、打込まれたコンクリートの自重による沈下、変形などが特に少ないことが要求される。

水平荷重としては押出し作業時に生ずる摩擦力と地震時の最大水平力に対して桁に過大な変位、ひずみを与えない横剛性をもつことが必要である。

桁の押出し時には押出し装置に偏心集中荷重が作用するがこれに対しても十分な支持力が必要

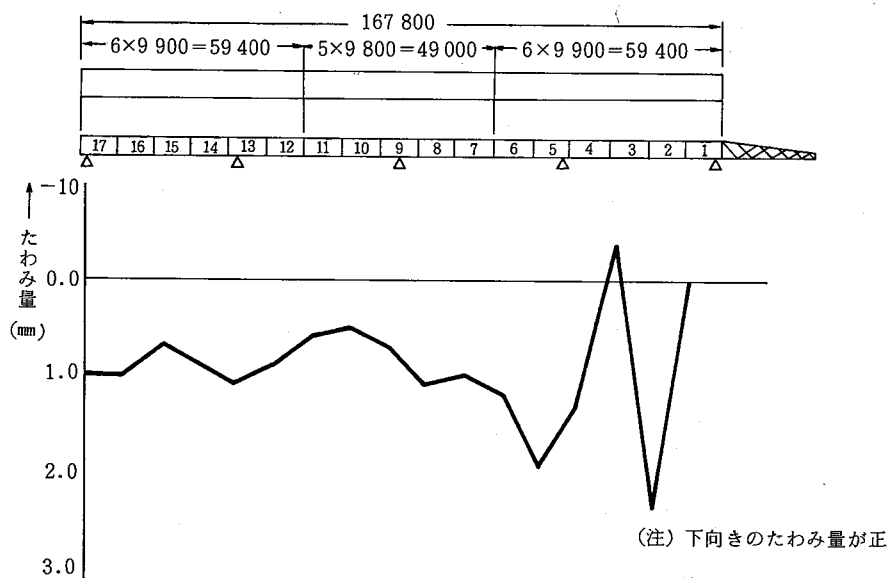


図-18 押出しの進行に応じて生ずる
押出し桁後端のたわみ（計算例）

である。

d. 仮橋脚

仮橋脚は所要の鉛直支持力を有し、桁の押出し時に生ずる反力の不均衡、押出し力、押出し作業時に生ずる地震などの水平力に対して必要な剛性、耐力を有しなければならない。

仮橋脚には、主桁押出し時に押出し装置を据付け、不等沈下などの緊急時にジャッキアップが可能な設備を設けなければならない。

e. 手延桁

手延桁はばらつきを考慮した荷重に対し所定の耐力を有し、地震時などの水平力に対し横剛性を十分満足しなければならない。兼用シューの場合には兼用シュー軸と手延桁の主桁の軸線が一致するよう取付けなければならない。

取付部の安全性は試行押出し、載荷試験などにより確認することができる。

4.3 押出し装置、性能の確認、工法の選定

(1) 押出し装置、工法の条件

押出し装置、および工法は次の諸機能を具備し、円滑に動作し、十分な耐力を有することを確認める必要がある。

- i) 押出し中桁の荷重を支圧応力度のばらつきが少なくなるよう支承できる。
- ii) 押出し桁を円滑に押出すことができる。
- iii) 押出し時のけたの支承部の沈下に対して支承高さを修正し、反力の不均衡、桁のねじりなどを軽減できる。
- iv) 押出し作業時および地震時における過走防止のためのけい止機能をもつ。
- v) 押出し時の桁の左右への押出し誤差を修正できる。
- vi) 押出し作業時の作業管理方法が明確であること。

(2) 施工法の選定

交通路上などとくに下方防護が要求される架設においては、以下の施工法が望ましい。

- i) 橋脚上では兼用シュー方式を使用することにより橋脚頭部上での押出し終了後のシューの据付け、シューストッパー部などの切欠きの後埋めコンクリート作業を廃する。
 - ii) 橋脚頭部、受桁上の作業足場の本設備化
- #### (3) 押出し装置の性能の確認

ジャッキの耐力、動作状況の確認、押出し作業制御装置の機能、動作を確認し押出し作業が安全円滑に行なわれることを確認する。

4.4 押出し作業時の安全対策

押出しにあたって下方防護のため風雨などの気象条件、列車などの交通機関の運転状況あるいは交通情報を常時把握し、必要に応じ直上部横断の場合などでは、安全標示などの措置について関係者と打合わせる。

あとがき

国鉄における押出し架設工法の現状と設計施工上の考え方を中心に問題点、注意点にもふれたが、押出し制御装置、機械装置については、あまりに専門的かつ流動的な状況から割愛した。

押出し工法は、橋梁架設工法中最も適用範囲が広い工法の一つと考えられ、そのため高度の専門的な判断と適切な計画が要求される。本文がその一助になることを心から期待し筆をおく。

(参考文献)

1. 長大構造物，特に鋼あるいはP C橋製作法／西独特許 1237603／発明者 レオンハルト，アンドラ，バウル
2. P C押出し橋 断面図表／構造物設計資料No.56
3. The incremental launching Method in Prestressed Concrete Bridge Construction／Losinger LTD. 1977
4. TL工法 ／ TL 協会
5. SSY工法 ／ SSY 協会
6. RS式押出し工法技術資料／鹿島建設
7. 押出し工法／橋田敏之／プレストレストコンクリート／1978／6

PC 押出し工法の設計・施工について

(道 路 橋)

1. 概 要

最近話題となり各所で試みられている工法である PC 押出し工法は、西ドイツの Dr. Leonhardt と Dr. W. Baur によって開発され、1964 年にはベネズエラのカロニー橋で、全長にわたって製作した桁を押し出す工法がとられている。さらに、必要ヤード長を減ずるため、橋台後方で 10~30 m の長さずつ打ち継ぐ方法が考えられ、1965 年西ドイツのクーフスタイン道路橋で施工されている。

その後、イタリア、フランス、西ドイツ等で相次いで用いられ、1975 年までに約 20 橋の施工例が報告されている。押出し工法が我国で本格的に用いられたのは、1973 年北海道室蘭市外に施工された幌崩大橋（3 径間連続箱桁橋、52.5 + 63.0 + 52.5 m）であり、この他、現在までにこの工法で架設された道路橋には田平橋（1977 年、群馬県、2 径間連続箱桁橋、2 @ 56.7 m）、敷島橋（1977 年、群馬県、3 径間連続箱桁橋、3 @ 45.79 m）がある。

一方、鉄道橋においては、1976 年、東北新幹線、猿ヶ石川橋梁で押出し工法が試行されたのに始まり、現在までに、魚野川橋梁他 10 数橋の施工例が報告されている。

高速道路においても、この新しい押出し工法での施工を試みており、現在、施工中の橋梁としては、九州横断自動車道の鈴田橋（3, 4 径間連続箱桁、44.8 + 54.0 + 44.8 m, 41.3 + 2 @ 42.0 + 41.3 m）、中国自動車道の佐波川橋（4 径間連続箱桁、37.1 + 2 @ 37.5 + 37.0 m）、および東北自動車道の古懸橋（3 径間連続箱桁、43.4 + 46.5 + 43.4 m）がある。また、設計中の橋梁としては、東北自動車道の兄畑第 1 橋、米代川橋、北陸自動車道の福浦橋、東関東自動車橋の栄町高架橋、関越自動車道の四釜川橋、中国自動車道の畑橋があり、3 径間（110 m ~ 130 m）の押出し長さから、経済的範囲を考えた 5 径間（250 m）位まで押出し長を延ばし、押出し工法の設計、施工上の問題点を探っている現況である。

PC げたの押出し工法は、橋台背面の取付道路上などに設置した主桁製作台上で橋体ブロックを製作し、これに適当なプレストレスを導入後ブロックを前方に押出し、次に空いた主桁製作台上で前方に押出したブロックにコンクリートを打継ぎ、PC 鋼材で結合しながら順次橋桁を押し出して橋梁を建設する工法である。

この工法は、古くからある鋼橋の架設方法である手延桁による引出し工法を応用したものである。鋼橋とコンクリート橋との違いは、自重が大きいこと、および引張に対して弱いことである。前者については、押出し時の摩擦抵抗が小さく（ $\mu = 0.03 \sim 0.05$ ）、面支承でかなりの重量（200 ~ 300 kg/cm²）を支えることができるテフロン板の使用により克服され、後者については、架設時の交番する応力に対してプレストレスを軸力として導入することで対処している。

PC 橋の架設工法は数多くあるが、大別すると次のように分類できる。①支保工上場所打ちコンクリート工法、②プレキャスト桁工法、③プレキャストブロック工法、④片持ち式架設工法、⑤移動支保工による工法、⑥押出し工法 これらの各種工法はそれぞれ長所、短所を持っており、橋梁の型式、橋長、現地条件、および工期等総合的判断のもとに選択されるが、一般的には①が最も合理的、経済的である。①の工法が不可能あるいは経済的にひきあわない場合②があり、こ

の工法が、桁長が長く重量が重くなると、③、④の工法に移行する。一般に②はスパン40～45mが限度と思われ、④は60m以上が経済的とされている。⑤は橋長が長くないと経済的にひき合わない。⑥もある程度の橋長を必要とするが、⑤より少ない。

押出し工法の特徴は次のとおりである。

利点

- (1) 支保工が不要、あるいは、長支間の場合でも中間に1ヶ所程度の仮支柱を設ければよく、深い谷や河川、あるいは交差道路上などで支保工による施工が困難な場合、または、可能であっても桁下高が高く、不経済になる場合に有利となる。
- (2) 鉄筋、型わく、P C鋼材配置、コンクリート打設等の作業場所が橋台背面の製作ヤードに限定され、集中管理が可能となること、作業自体も反復作業であること、などから、作業の安全性の確保、作業員の熟練度の早期達成、品質管理の向上、型わく作業の機械化による省力化、上屋等の設置が比較的容易で雨天や寒中での作業が可能となる。また、型わく等の転用回数も多くなり、資材の現場内小運搬を減少できる。

問題点

- (1) 押出し工法による場合は、その特性から主桁の底面の各点は押出し仮支承の同一平面上を通過しなければならない。したがって、桁の線形が直線または円弧に限定される。また、桁高は一定にしなければならない。
- (2) 橋台背面に桁製作ヤードを設置するための十分な用地を確保しなければならないので、土工との取合い等から制限を受ける場合がある。
- (3) 架設時に先端が片持状態になる。あるいは桁の全ての断面が支持点となるなど完成時と異なった応力状態となり、これに対するプレストレスを軸力として導入するため、P C鋼材量が多くなり、桁高を高くする必要がある。
- (4) 架設スパンが大きくなると、桁高が大きくなり（スパン40～50mで $1/16 \sim 1/17$ ，スパン50m程度で $1/15$ ）自重が増大し、手延桁が大きくなる（スパンの0.7程度）。したがって、桁高の制限、架設時応力等の設計上の制限、あるいは、施工性、経済性等から架設スパンは60m程度に制限される。
- (5) 橋長が短いと、手延桁、桁製作ヤード等の仮設備費の占める割合が大きくなり、不経済となる。
- (6) 施工中の地震対策について充分考慮する必要があるが、仮支柱はできるだけ設けない方針で考えている。

2. 押出し工法での橋梁計画

2.1 線形について

押出し工法による場合は、主桁の底面の各点が押出し仮支承上の同一平面上を通過しなければならないので、桁の線形は直線、または単一円弧でなければならない。

鉄道橋では、平面線形については、直線が多く、円弧が入っても、その半径 R は4000m程度が最少となっており、また、縦断勾配もレベルから13/1000程度である。これに対し、道路橋では、直線であることはまれであり、曲線半径も $R = 500 \sim 1000$ 程度の橋梁が多く、かつ、横断勾配とはとんどクロソイド曲線が入っている。また、縦断勾配も2～5%と大きく、しかも変化し、縦断曲線が入っている場合が多い。したがって押出し工法を採用する場合、その橋梁の線形について

対処が可能か否かの検討がまず重要である。

以下、線形に対する対処の方法について述べる。

(1) 平面線形

平面線形が単一円弧の区間にある場合は、主桁を各ブロックごとに円上の弦として製作できる。クロソイド曲線区間あるいはクロソイド曲線と円弧の組み合わせの区間にある場合は、仮想平面円弧を設け、平面曲線との差を主桁上スラブの張出し部で調整する。この平面曲線との差の大きさは、クロソイドのパラメーター A と曲線半径 R のそれぞれの大きさ、および差、あるいは、クロソイド曲線区間の長さによって影響を受ける。図-1 は福浦橋の例であり、 $R=1,200\text{ m}$ 、 $A=1000$ の平面線形に対し、 $R=1,245\text{ m}$ の仮想円弧を設けており、平面線形との差は A line で最大 82 mm 、B line で 97 mm となっている。

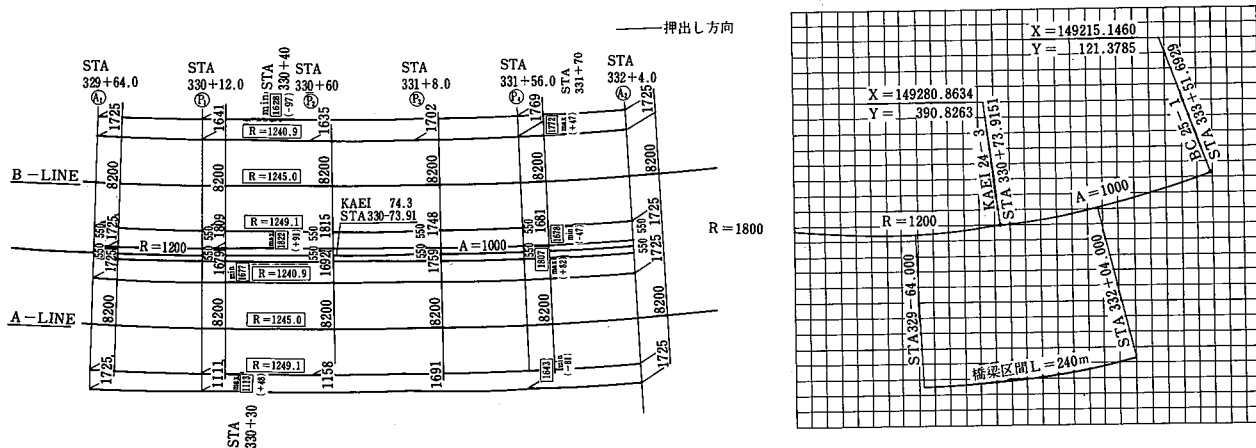


図-1

(2) 縦断勾配

縦断勾配が一定であれば特に問題はない。また、縦断曲線が入っていても、橋梁の押出し区間全体が単一円弧内であれば縦断曲線にそって押出せばよい。しかし、橋梁区間の中で直線から円弧に変化する場合、その対処は非常に困難であり、直線、または円弧の単独の区間がほとんどを占める場合で、直線、または円弧近似の処置で平面線形との差が舗装の誤差範囲に入る場合、あるいは微小で局部的な上スラブ厚増の処置ですむ場合以外は縦断曲線の位置を微調整するか、それができない場合は押出し工法を採用しないのが望ましい。

平面線形が円弧または仮想円弧であり、かつ縦断曲線が入る場合は、図-2 に示すような、傾きを持った円板の一部の同心円環が桁下面となるように近似すれば対応が可能である。

図-3 は四釜川橋の線形例であり、近似円弧の半径、線形からの偏心量を表-1 に示す。

表-1

(cm)

	近似円弧 半径 R	A-ライン			B-ライン		
		傾斜角 α	水平 偏心量	鉛直 偏心量	傾斜角 α	水平 偏心量	鉛直 偏心量
3 径間	5.300 m	$10^{\circ} 26' 06''$	-7.56	0.02	$10^{\circ} 23' 19''$	-7.52	0.04
5 径間	1.660 m	$3^{\circ} 11' 53''$	-9.72	-0.19	$3^{\circ} 14' 0''$	8.82	-0.24

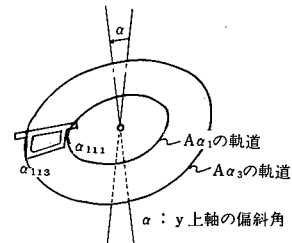


図-2 桁下面が同一円板内の場合

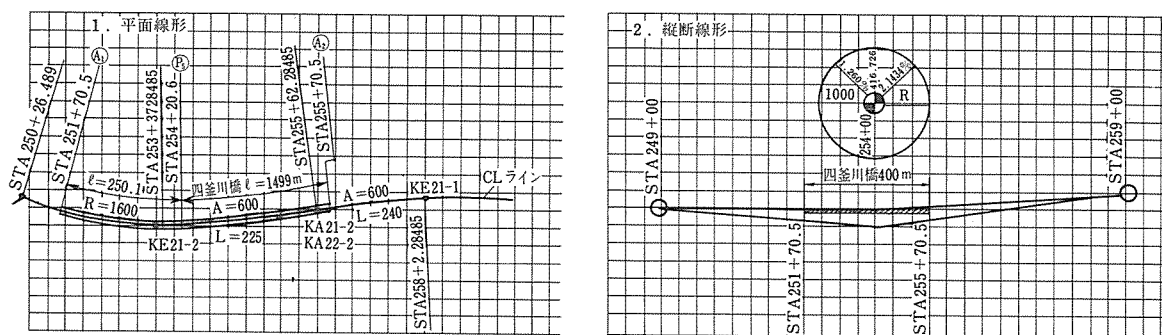


図-3

2.2 スパン割について

一般に支保工上場所打コンクリート工法による連続桁の場合の理想的なスパン割は端スパンと中間スパンとの比が約1:1.2程度である。押出し工法では、連続桁としての理想的なスパン割を行なっても、架設時の最大片持長によって桁高等が決まってくるのであまりメリットがない。したがって現地条件が許せばできるだけ等スパンとするのが望ましい。

2.3 桁製作ヤードについて

橋台背面に設ける桁製作ヤードの長さは、①手延桁組立用スペース、②主桁製作台（1ブロック長）③鉄筋組立ヤード（1ブロック長）の合計長が必要となる。（図-4）したがって、上記必要長の製作ヤードが設置可能か否かあらかじめ検討しておく必要がある。押出し工法の採用を考慮するような橋梁の現地条件では、橋台背面が急傾面のカット区間であることが多く、土工の工程等の取合いも充分考慮する必要がある。

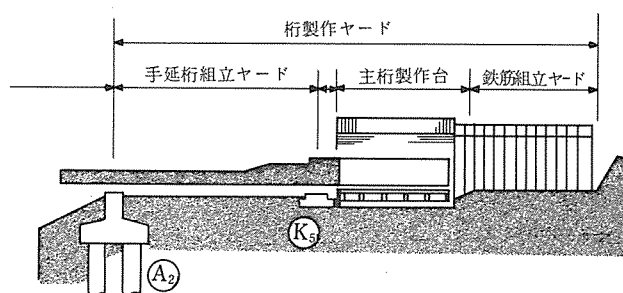


図-4 桁製作ヤード

3. 設計一般

3.1 架設時の検討

押出し工法による場合、架設時に主桁が押出されるにしたがって支持条件が連続的に変化し、主桁の全ての断面が交番する曲げ応力度をうける。この連続的に変化して作用する曲げモーメントの最大最小を全ての断面について表わすと図-5のような架設時の最大最小曲げモーメント図が得られる。この最大最小曲げモーメントは、交番するため、これに対するプレストレスは軸力として導入せざるを得ない。したがって、一般の支保工による場合に比較し、桁高を高くする必要があり、PC鋼材の使用量もかなり増大する。また、道路橋は死荷重の比率が大きいことから、鉄道橋に比べこの傾向は顕著に表われる。一方、完成系に対しては架設用PC鋼材で不足するプレストレスを全径間にわたって連続したケーブル（主ケーブル）で追加導入する方法が一般的であるが、図-5からも解るように、完成系曲げモーメントと異符号の架設時曲げモーメントに対しての架設用PC鋼材（支点上下床版、支間上床版に配置されたもの）は主ケーブルの効果を減じる結果となっているので、できれば完成後において応力解放した方が有利である。このため架設用PC鋼材にアウトサイド方式を採用するなどの方法が考えられるが、現在のところまだ実施例はなく、今後検討すべき事項であろう。

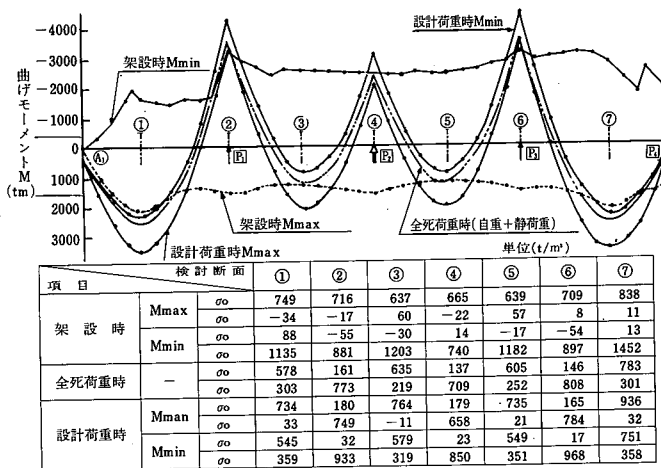


図-5 架設時最大・最小曲げモーメント図

3.2 手延桁の長さおよび剛度について

押し出し工法の場合、手延桁の長さおよび剛度により主桁に生じる断面力が変わってくる。手延桁の最適長さおよび曲げ剛性については未だ定説がないようであるが、一般的には長さはスパンの65%程度、剛度は桁の1/10程度が良いとされている。この理由は、上記の値の時、手延桁が前方橋脚に到着する直前のモーメントと到着後の最大モーメントとの差が最も小さくなるからとされている。図-6は手延桁長とスパンの比を $l_G/L = 0.5, 0.7, 0.9$ と変化させた場合の架設時最大最小曲げモーメント図である。 $l_G/L = 0.7$ ではまだ第2極値より第1極値の方が大きい、ほとんど差がなくなっている。ただ影響が大きいのは、手延桁を取付けた第一径間においてであり、それ以後の径間には影響はほとんど表われない。図-7は手延桁長がP C鋼材量に与える影響を調べたもので、架設用P C鋼材について、 $l_G/L = 0.7$ と $l_G/L = 0.9$ とでは1%程度の差しかない。図-8は手延桁の剛度がP C鋼材量に与える影響を調べたもので、剛度が大きくなるにしたがいP C鋼材量が減少する傾向にあるが、主桁剛度との比が0.18以上ではほとんど変わらないようである。

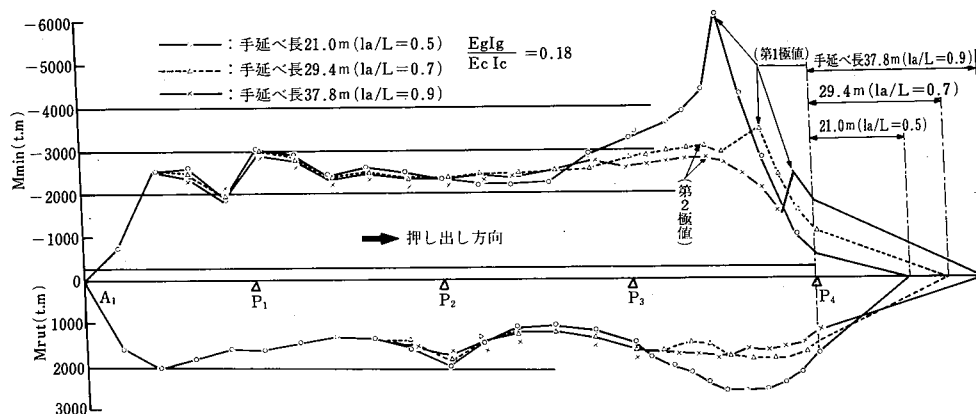


図-6 手延桁の長さによる影響(架設時最大・最小曲げモーメント)

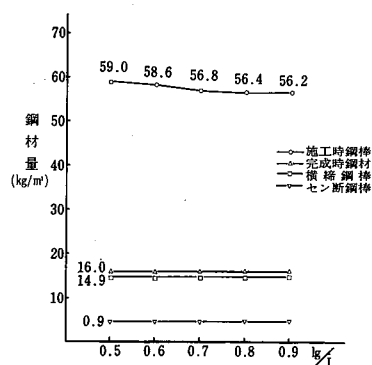


図-7 手延桁の長さによる影響 (PC鋼材量)

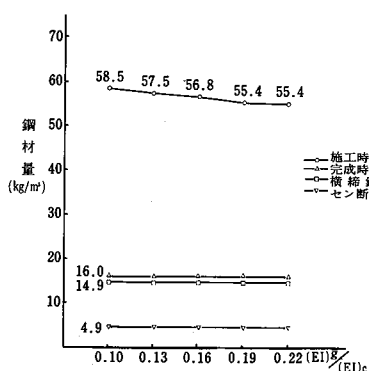


図-8 手延桁の剛性による影響 (PC鋼材量)

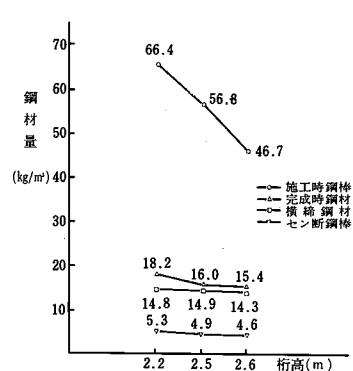


図-9 桁高とPC鋼材量

3.3 主桁断面

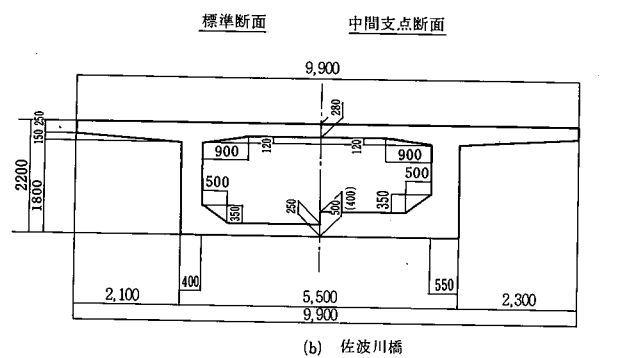
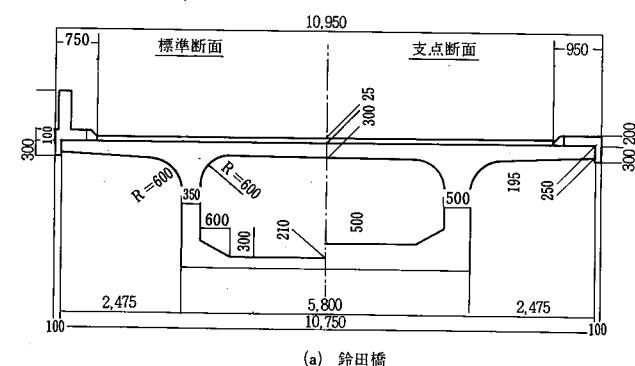
(1) 桁高

押出し工法における橋梁の桁高は、一般の支保工による場所打工法の桁高(桁高/スパン=1/18~1/23)よりいくぶん高めとなり、実施例をみても、ほとんど1/15~1/18となっている。これは、架設時曲げモーメントがかなり大きく、架設用PC鋼材を有効に効かすため、桁高が高い方が経済的となるからと思われる。(図-9参照)なお、参考までに主桁断面の例を図-10に示す。

(2) 床版厚

上床版厚は、道路橋示方書の関連項目の規定による他、床版横締めPC鋼材と架設用PC鋼材との取り合い、および、架設用PC鋼材のうち途中定着するものの縁端距離などを考慮して定められる。

下床版については、使用する架設用PC鋼材の大きさ、および、中間定着する場合は、その縁端距離により定まってくる。



() 内寸は端支点断面を示す

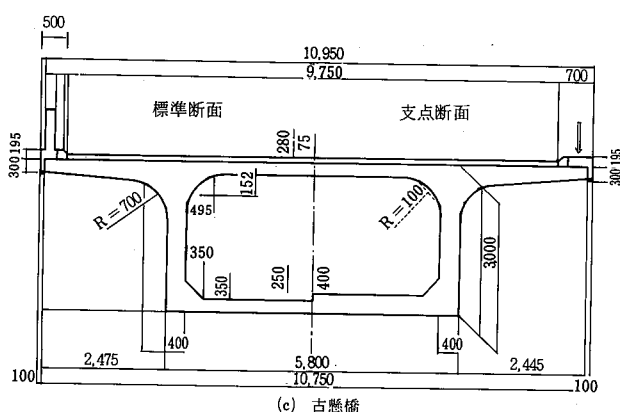


図-10 主桁断面形状

(3) ウェブ厚

押出し工法による場合、完成系のスパン中央付近であっても押出し時に、かなり大きなせん断力が生じる。また、支点付近の断面拡幅部でも、押出し時には、主ケーブルの曲げ上げによる分力がなく非常にきびしい。これらのせん断力に対しては、鉛直締P C鋼材を配置し対処している。したがって、ウェブ厚の決定にあたっては、この鉛直締P C鋼材の必要量等の経済性、および鉛直鋼材と主ケーブル、あるいは、床版横締めP C鋼材との相互の取り合いを考慮する必要がある。ただ、ウェブ厚を厚くし対処するのは死荷重を増し、せん断力を増すためあまり好ましくない。

3.4 ブロック長

主桁の単位ブロック長は、橋長、スパン、架設時の主桁の最大張出し長、製作ヤードの大きさ、工期、ブロック目地の完成系での位置等により決定される。海外での実施例は15～30mとしている例が多いが、鈴田橋では製作ヤードの大きさの制限から10m、佐波川橋では12.5m、古懸橋では16.6mをそれぞれ基本としている。

3.5 横桁と支承の据付け

ウェブ直下に設ける押出し装置との位置関係から、支承の配置方法について、押出し作業完了後、仮受し、ウェブ直下に本支承を設ける。あるいは、押出し装置の位置をさけ、支点上横桁に本支承を設けるなどの方法がとられているが、支承の据付けの施工方法、および、施工性あるいは構桁の安全性、支承の負反力に対する処置等、設計時に充分検討する必要がある。

3.6 地震対策

押出し工法においては、その工程の中のブロック製作中に、先端部は片持状態で放置され、本体はスベリ板の上に載せられたままであり、水平力に対して非常に不安定な状態となる。

したがって、先端部については、地震時の主桁の応力度の照査、本体については、地震時に作用する橋軸方向、橋軸直角方向の水平力に対しての地震対策について検討し、充分安全となるよう配慮する必要がある。

4. 押出し工法による施工例（古懸橋）

4.1 概要

古懸橋は東北自動車道の北端に近く、青森県南津軽郡の秋田県境に接した、碓ヶ関村古懸の峡谷部に位置し、不動川の流れる谷間を地上約20mの高さで横断する、橋長134.5mのA、Bライン2橋のプレストレストコンクリート橋梁である。

1) 工事概要

橋長	: 134.55 m
支間	: 43.40m + 46.50m + 43.40m
桁高	: 3.00 m (等桁高)
幅員	: Aライン9.25m, Bライン9.75m
荷重	: 一等橋 (TL-20, TT-43)
線形	: 平面線形 $R=2000\text{m}$, 縦断勾配 $i=3.5413\%$, 横断勾配 $i=2.0\%$

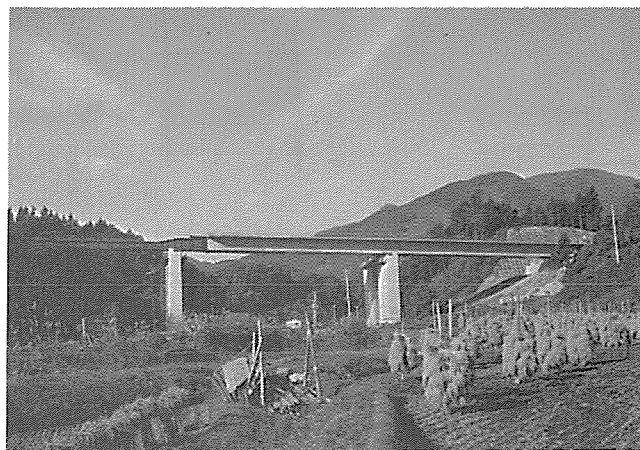
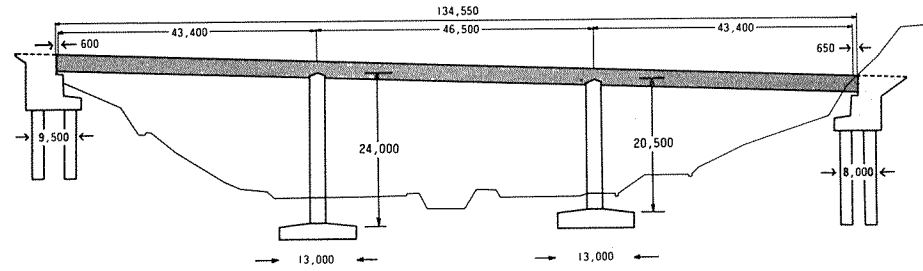
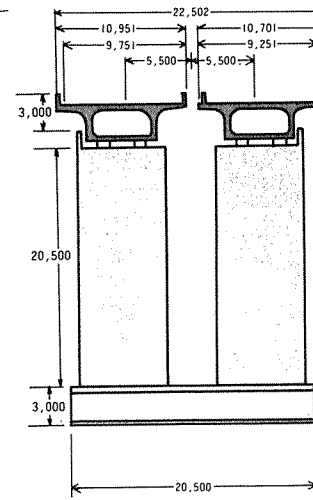


写真-1

側面図



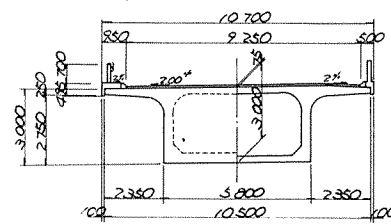
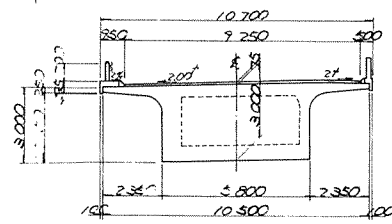
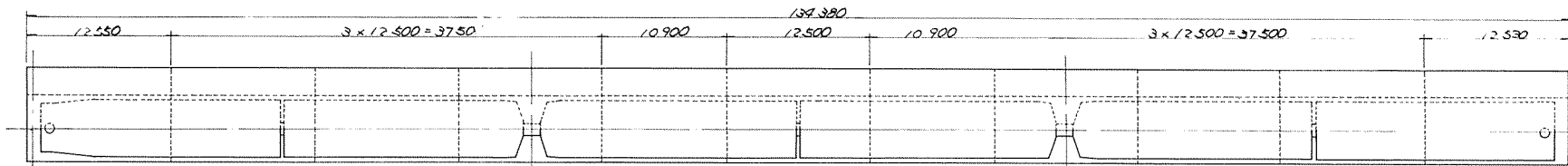
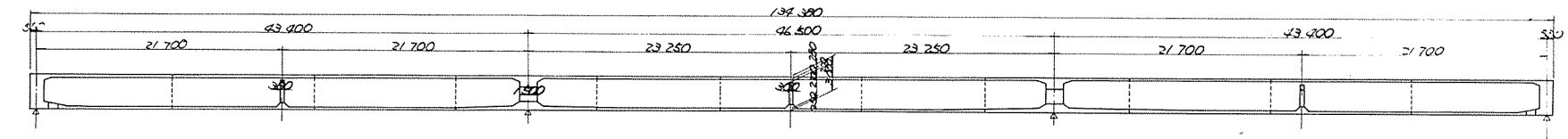
橋脚



平面図



全体一般図



構造寸法図

構造形式：ポストテンション3径間

連続1室箱桁(ディビ
ダーク方式、フレッシュ
方式)

架設工法：押出し工法

2) 主要材料(上部工)

コンクリート：2,157 m³

鉄筋：260 t

P C 鋼材：鋼棒(φ32 SBPR80/105)

116.2 t(押出し施工

用縦方向プ

レストレス)縦締

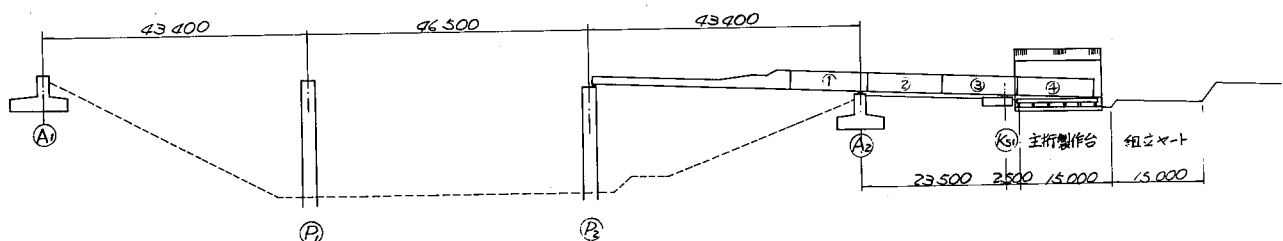
40.5 t(床版用横方向プレストレス)横締

鋼棒(φ26 SBRR95/120) 16.0 t(せん断用プレストレス)鉛直締

鋼線(12-φ12.4) 23.6 t(設計荷重時の縦方向プレストレス不足分)縦締

4.2 押出し施工

押出し施工を行う場合、主桁を橋台後方の主桁製作ヤードでブロック毎に製作を行い、順次前方へ押出して行く、このブロック製作を効率よく行う設備として、主桁製作ヤード内の型枠装置、鉄筋、P C 組立場及び上屋等がある。一方、主桁の押出し作業には、押出し装置及び主桁先端に



施工要領図

架設時曲げモーメントを低減するための手延桁が必要である。次にこれらの設備の説明を列記すると、

1) 主桁製作ヤード

主桁製作ヤードは、A₂橋台後方の切土部分に橋梁の平面曲線(R=2000m)の延長上に設け、長さ54.0m、幅25.5mとした。

主桁製作ヤード内に設置する主な仮設構造物は

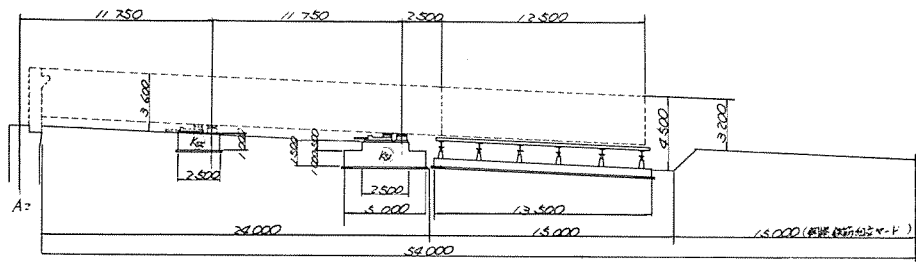
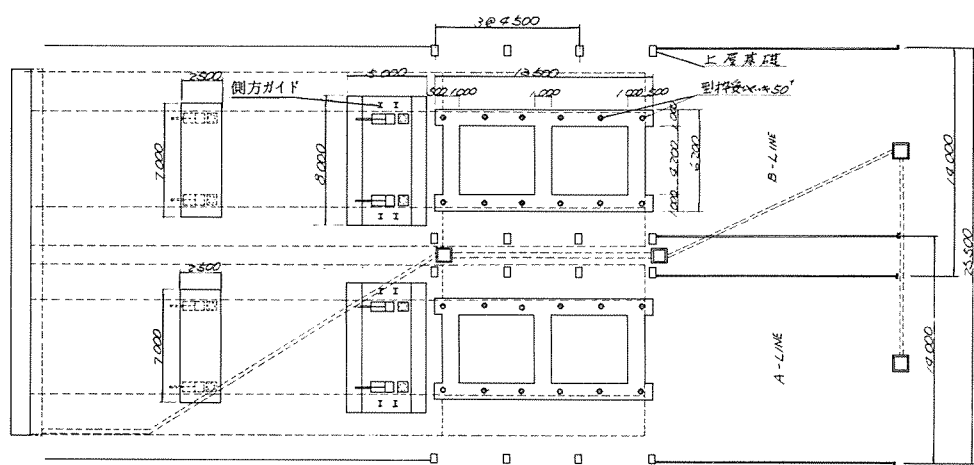
- a) 押出し装置設備及び基礎
- b) 主桁製作台及び型枠装置
- c) 上屋及び基礎

である。

主桁製作台をA₂橋台後方26.0mに設けたのは、押出し初期(P₂橋脚到達迄)の転倒安全率1.2を満足し、又、手延桁の組立てに必要なスペースを確保するためである。

尚図はA、B両ライン施工用であり、実際は片ライン側のみを設置し、Aライン施工終了後、

Bライン側に移設を行った。



ヤード図

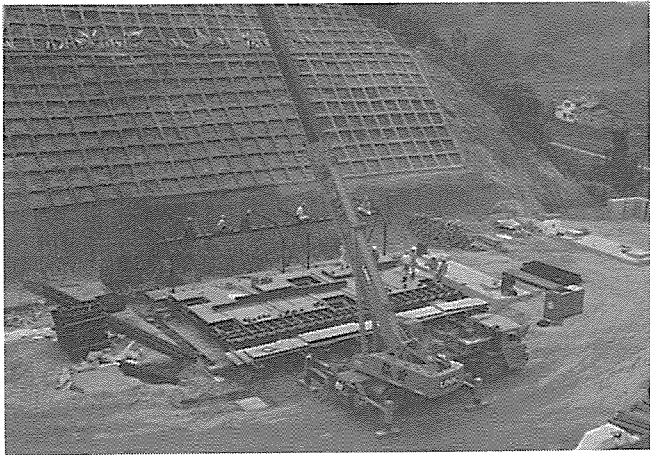


写真-2

2) 型枠装置

施工ブロック長は完成形での打継目の位置，主桁製作ヤードの総延長及び主桁製作台長を考慮して，10.9m，及び12.5mの2種類とし，型枠は前後0.20mの余裕をとり，12.9mの長さとした。

外型枠の構造は図に示す様に鋼製とし，主桁製作台基礎上に油圧ジャッキを設置し，この上に置いたH鋼上に，パイプサポートジャッキ，ターンバックル等で取付け，揚げ越し計画及び線形測量に則した型枠セットの確実性，省力化，迅速化を計り，又型枠脱型の単純化を計っている。

内型枠も支点横桁部分を除いて鋼製移動式とし，作業の効率を上げている。

尚主桁製作台後方の鉄筋，PC組立場は板敷とし，コンクリートの養生中及び鋼棒緊張作業中に主桁下スラブ，ウェブの鉄筋，PC材の配置を行っておき，主桁の押し出し作業時に連動して主桁製作台内に搬入し，作業行程の短縮を計っている。

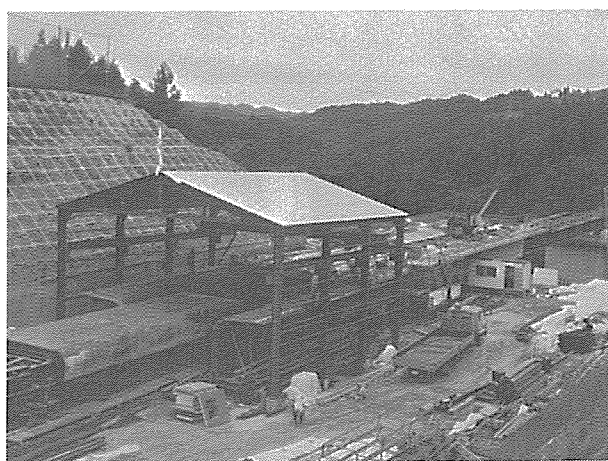
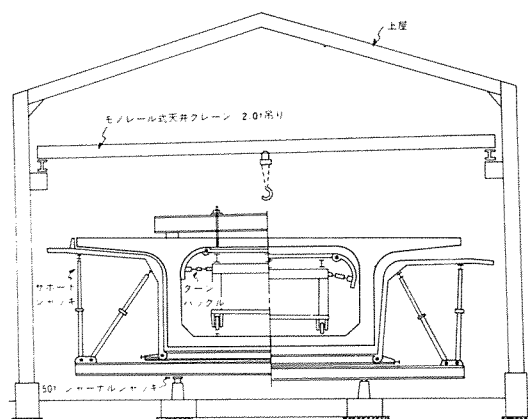


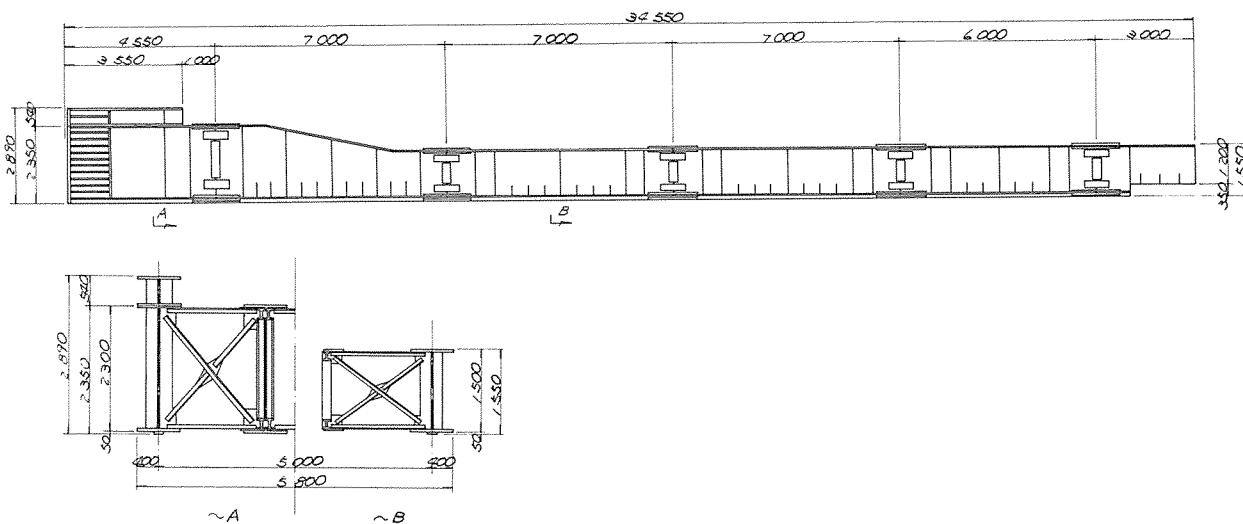
写真-3



型枠図

3) 手延桁

手延桁はプレートガーダーとし，橋梁下に仮支柱等の仮設物を設けず施工を行うために，全長34.55m(有効長32.55m)の物を使用している。この長さは本橋の最大スパン46.5mの0.7倍となっている。



手延図

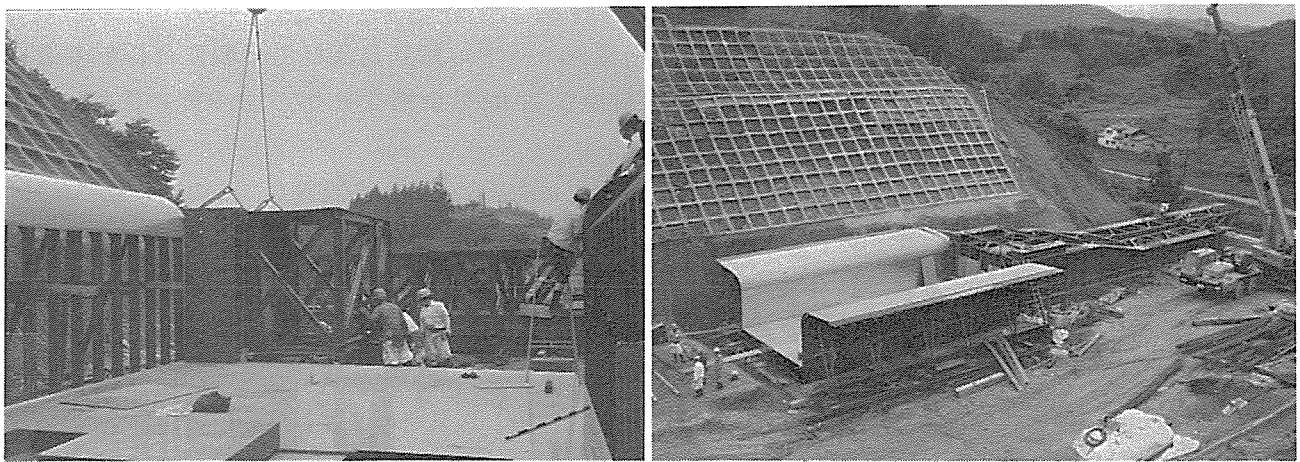


写真-4

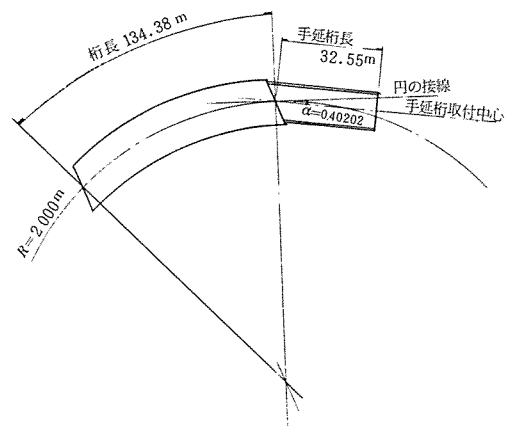
手延桁と主桁の取付方法は突き合わせ式とし、主桁が $R=2,000\text{m}$ の円曲線、手延桁は直線であるので、図に示す様に主桁軸線に角度を持たせて、主桁前端とPC鋼棒で緊結している。

手延桁の組立、解体はトラッククレーンを使用し、解体は手延桁が A_1 橋台に到達した後、 A_1 橋台後方の切土部分で先端より順次解体していく。

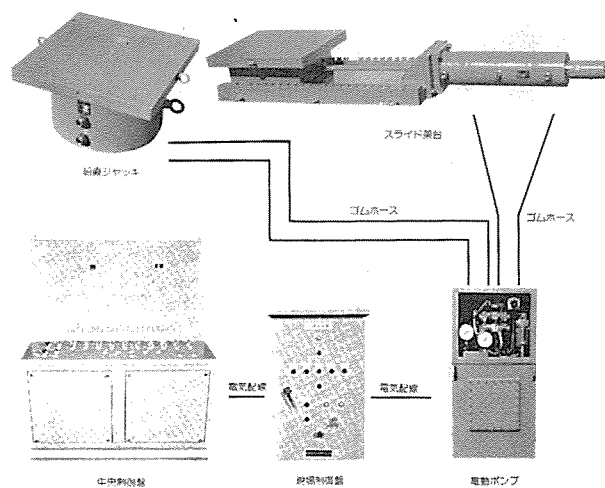
4) 押し装置

押しは分散方式であり、各支点到鉛直ジャッキ及びスライド架台を設置し押し作業を行なう。この個々の装置はすべて、中央制御盤の操作ボタン1つで押し作業をすべて電動ポンプを介して作動させる事が出来る。

本橋は $R=2,000\text{m}$ の曲線橋であり、横断勾配も片勾配2%となっている。このためスライド架台はすべて円の接線方向に設置し、主桁底版の傾斜による押し時横方向移動の修正は、主桁と押し装置のズレ量が20mmを越えた場合に、各橋台、橋脚の横方向ガイド（完成後は省略となる）を使用してジャッキにより横



手延取付角度図



押し装置図

移動させる事とした。本橋の場合平均して、押出し長約2.0mに1回程度の修正を行った。

主桁押出し終了後の、押出し装置より本支承への盛替えは、鉛直ジャッキによる各支点反力の再確認、橋面高等の確認を行った後、各所定位置に下沓を設置し（上沓は主桁ブロック製作時に主桁へ設置）、各支点の鉛直ジャッキを下げる事により押出し装置より本支承への盛替を行った。

又、施工中の地震に対して、橋軸方向はスライド架台の水平ジャッキのロッドにより受け持たせ、橋軸直角方向はスライド架台のサイドブロックにより受け持たせている。

5) 工程

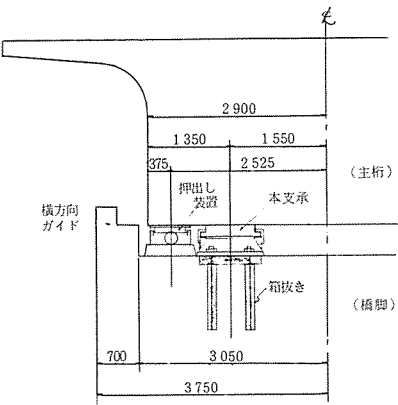
本橋の施工工程の基本となる1ブロックの製作サイクル工程を基本的に表のように想定して工程管理を行い、全体工程を設定した。

サイクル工程表

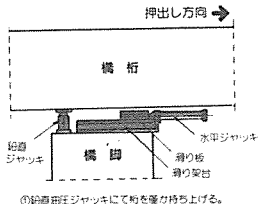
工 日	1	2	3	4	5	6	7	8	9
打設及び養生コンクリート									
緊張工									
押し出し工									
外型枠									
内型枠									
小口枠									
鉄筋工									
P C 工									

全体工程

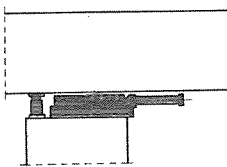
54/5	6	7	8	9	10	11	12
主桁製作ヤード	造成						
型 枠	組立						解体
上 屋		組立					解体
手延桁		組立 連結					解体
押し出し装置	設置						撤去
主桁工							
ブロック製作		No.1～No.11ブロック（平均10.50）				鋼線挿入緊張	
支 承	仮置					設置	
グラウト							



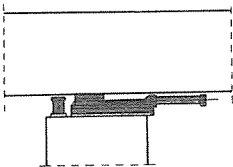
橋脚部断面図



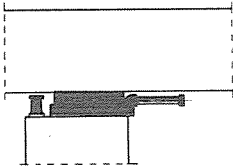
①鉛直圧ジャッキにて桁を嵩上げする。



②滑り板を水平圧ジャッキにて後方に移動する。



③鉛直圧ジャッキの圧を下げて桁を滑り板上に下ろす。



④水平圧ジャッキの作動により、桁は滑り板とともに滑り架台上を滑って押し出されて行く。

押し出し要領図

昭和55年1月10日 印刷
昭和55年1月20日 発行
発行 者 後 藤 武 雄 東京都千代田区麴町1-10-15 紀の国やビル
印刷 者 井 上 一 次 東京都千代田区神田駿河台2-1-19
印刷 所 株式会社 東京プリント 同 上

頒価3,500円
(〒400円)

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
東京都千代田区麴町1-10-15
紀の国やビル

Freyssinet

METHODS

F.K.K.

極東鋼弦コンクリート振興(株)

本社 東京都中央区銀座6-2-10(合同ビル)
電話 03(571)8651(代) 〒104
技術研究所 神奈川県平塚市代官町37番31号
機材センター 電話 0463(21)4756(代) 〒254
海外代理店 台湾、フィリピン、香港

〈営業種目〉

- ☆フレシネー工法の調査・設計・技術指導
- ☆F.K.K. シングルストランド工法の調査・設計・技術指導
- ☆フロンテジャッキング工法の調査・設計・技術指導
- ☆プレストレストコンクリート用機器・材料の製造販売・機器賃貸
- ☆ゴム支承・伸縮継手・フラットジャッキ等関連機器の製造販売

フレシネー工法斜張橋

{ ステーケーブル 12T13 使用 }
{ デッキケーブル 12φ7 }



東洋に於ける最初のPC斜張橋

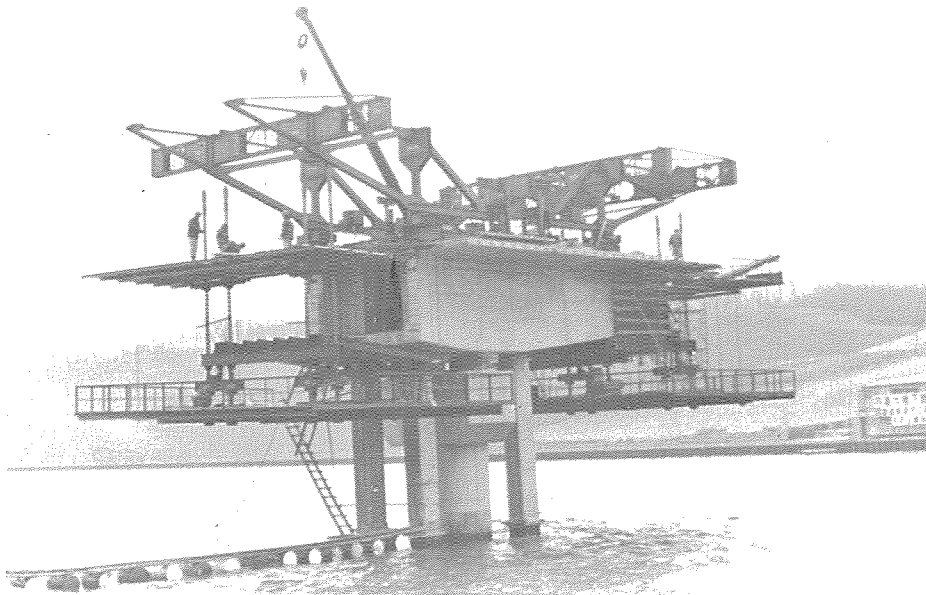
光 復 橋

施主：台湾省公路局
設計：T.Y.Lin International

実施設計及び
施工指導：極東鋼弦コンクリート振興(株)
施 工：工信工程公司
規 模：本橋のみ——3 @ 135m = 405m
総幅員——20.4m

PC用各種ジャッキ

設計
製作
販売



片持現場打ち架設作業

OX山本扛重機株式会社

取締役社長 山本直道

本社	東京都中央区新富1-6-3	TEL 03(551)2115~9
京浜営業所	川崎市川崎区浜町1-7-12	
大阪連絡所	大阪市南区谷町8丁目2番	ニチエイビル
九州出張所	北九州市八幡東区上本町1-8-27	

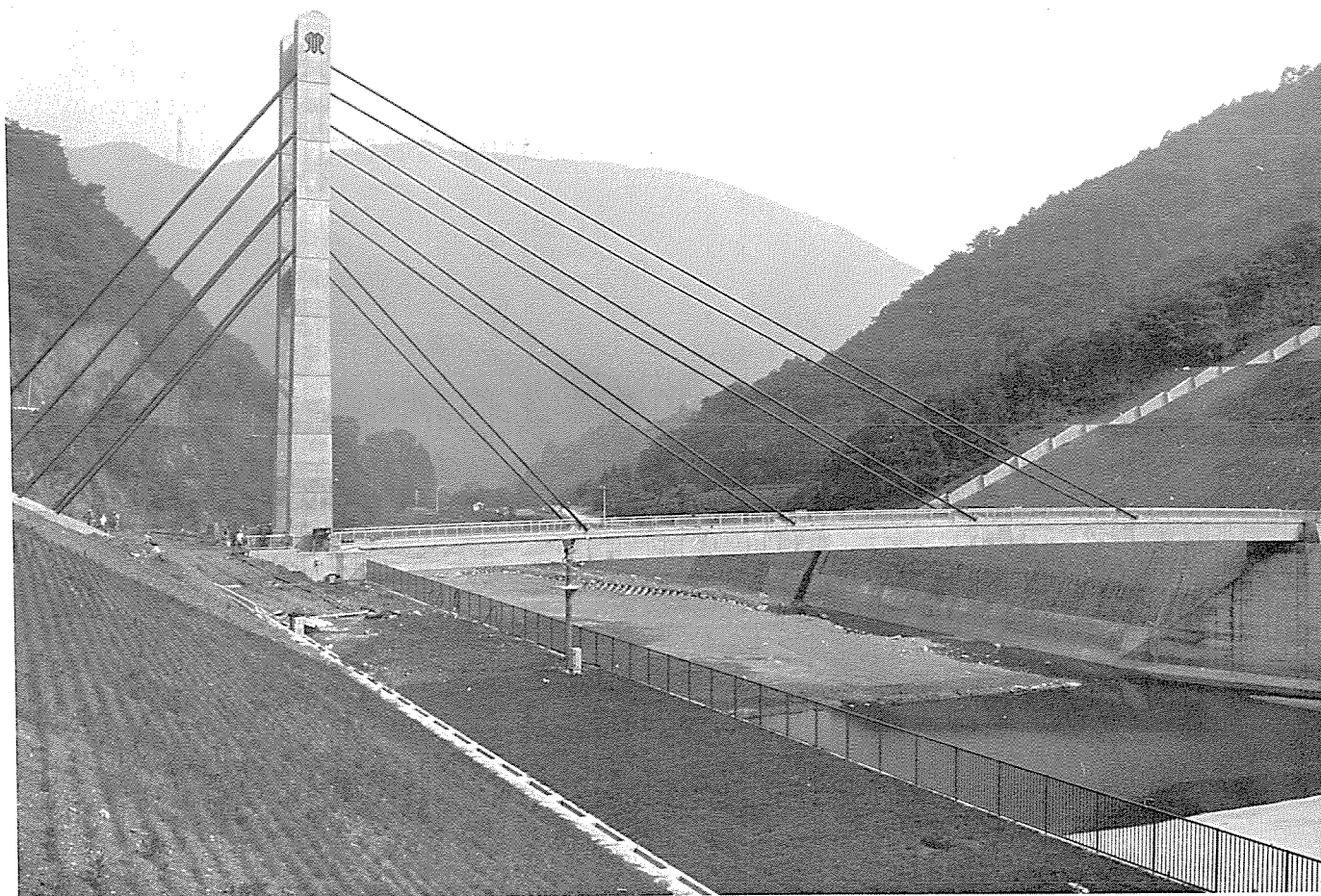
PC架設機 の 設計・製作

連続桁架設機
(国鉄納入)

三信工業株式会社

東京都千代田区神田錦町1-4 (滝本ビル5階)

TEL (294) 5131・5132



松ヶ山橋(神奈川県企業庁)

〈橋梁機材〉

支承 (すべり沓, ローラー沓, ヒンジ沓, 水平沓etc)

PC橋用シーシと附属品各種

ホロースラブ橋用円筒型枠

鋼製伸縮継手・高欄

PCグラウト用ポンプ・ミキサー

グレーチング (溝・柵・床版)

排水装置 (マンホール・排水柵・排水管)・防音壁

その他 橋梁・道路製品各種



日本支承協会々員

日本産業機械株式会社

本社	東京都中央区日本橋小網町9-9 安田生命ビル	〒103 ☎(03) 667-3111(大代表)
大阪支店	大阪市南区末吉橋通2-7 第百生命ビル	☎(06) 262-0511(代表)
福岡営業所	福岡市博多区博多駅前3-27-25 第2岡部ビル	〒812 ☎(092)471-1261-4
仙台営業所	仙台市一番町2-8-15 太陽生命仙台ビル	〒983 ☎(0222)67-4501(代表)
千葉工場	千葉市貝塚町1266	〒280 ☎(0472)31-0811(代表)
九十九里工場	千葉県匝瑳郡野栄町野手17146	〒289-24 ☎047967-2171(代表)

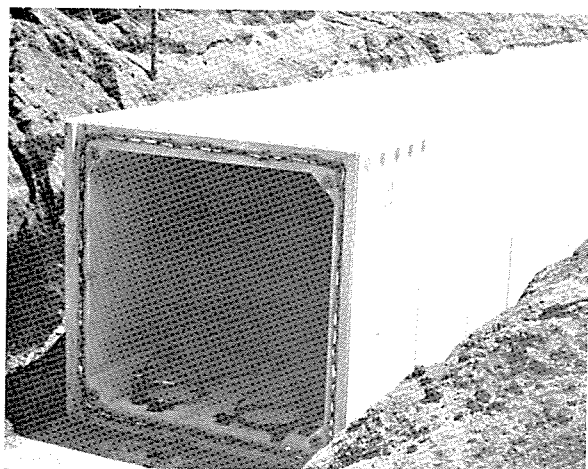
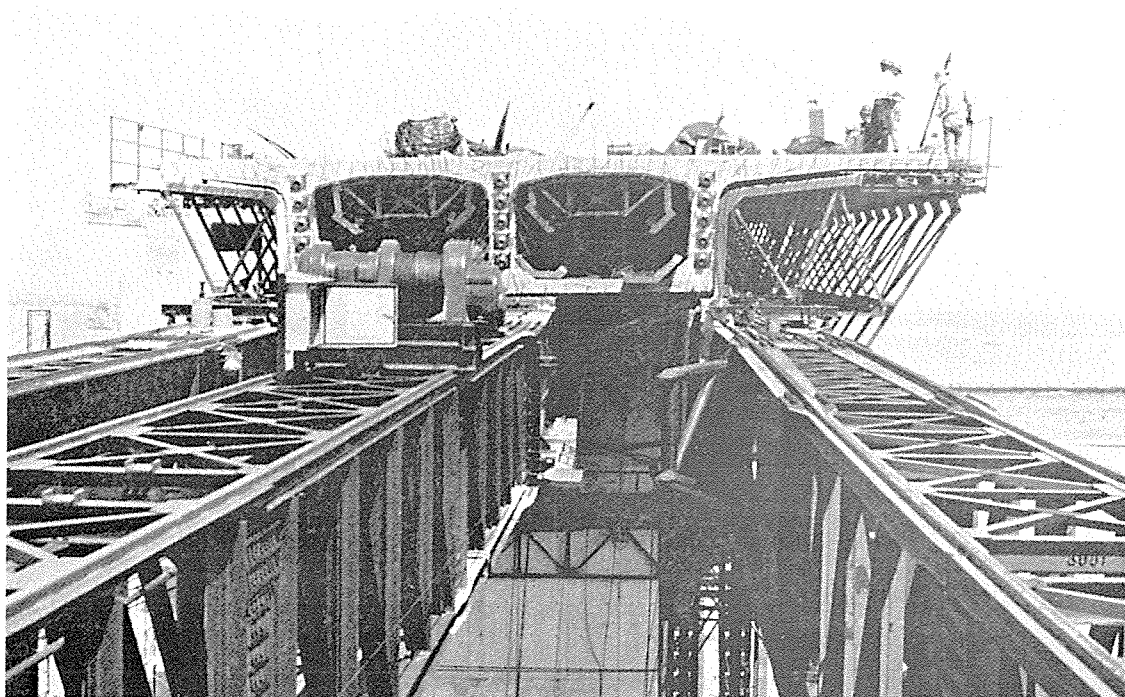
日本B.B.Rビューロー

〒101 東京都千代田区神田小川町1丁目11番地
(平岡ビル602号室) Tel: 東京(294) 2069

BBRV prestressing

白石基礎工事株式会社
北海道ビー・エス・コンクリート株式会社
ビー・エス・コンクリート株式会社
オリエンタルコンクリート株式会社
鹿島建設株式会社
住友建設株式会社
富士ビー・エス・コンクリート株式会社

Japan BBR Bureau



●ボックスカルバート

科学技術功労賞
日本材料学会技術賞
大河内記念生産賞



高周波熱錬株式会社

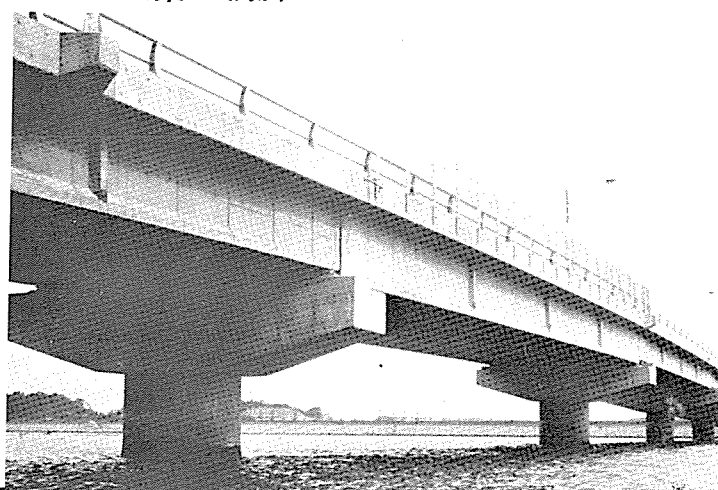
本社 東京都品川区東五反田2-16-21
〒141 電話 03-443-5441
平塚工場 神奈川県平塚市田村5893
〒254 電話 0463-55-1235
赤穂工場 赤穂市東有年字外下河原1586-1
〒678-11 電話 07914-9-3221

“未来をひらく” *NetuRen* の

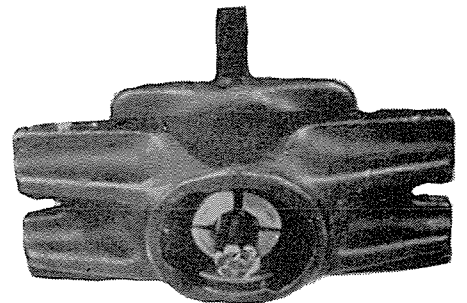
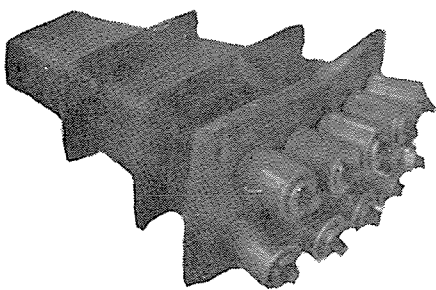
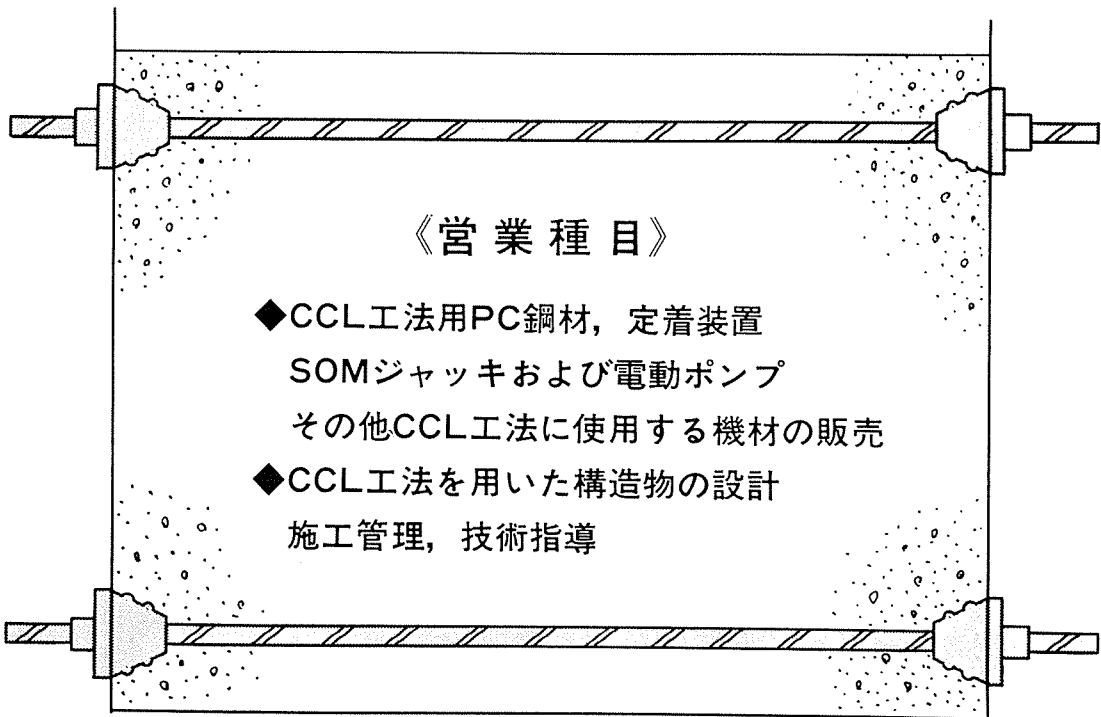
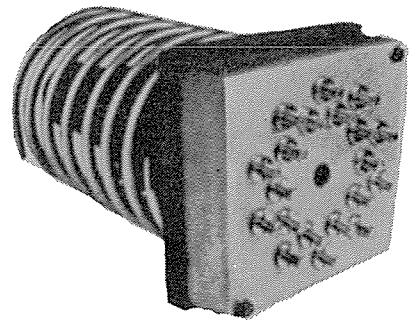
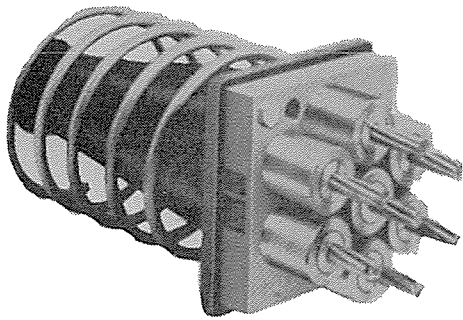
アンボンド PC 鋼棒

異型PC 鋼棒 **ウルボン**

●PC 橋梁・橋脚



CCL工法



株式会社シー・シー・エル・ジャパン
CCL Japan Ltd.

〒100 本社：東京都千代田区永田町1-4-5(企業ビル内)

〒103 東京連絡所：東京都中央区日本橋室町2-4-26(千石ビル内)

〒660 大阪連絡所：尼ヶ崎市道意町7-2(神鋼鋼線工業KK内)

〒812 福岡連絡所：福岡市博多区博多駅中央街8-36

〒060 札幌連絡所：札幌市中央区北3条西4-1-1(日生ビル内)

〒660 機材センター：尼ヶ崎市道意町7-2(神鋼鋼線工業KK内)

電話 東京 (03)279-0461

電話 大阪 (06)411-1061

電話 福岡(092)441-5996

電話 札幌(011)221-2732

電話 大阪 (06)411-1081

絶大なる信頼と豊富な実績を誇る

高強度用コンクリート減水剤

“マイテイ”

日本は、現在コンクリートの高強度化で世界の最先端を行っています。
すでに設計基準強度800kg/cm²という超高強度マイテイコンクリートを用いたPCトラス鉄道橋も施工されているのです。



安家川PCトラス橋

安家川PCトラス橋に使用された

マイテイコンクリート配合

- 1) 高強度コンクリート ($\sigma_{ck}=600\text{kg/cm}^2$) の示方配合
：目地コンクリート (現場打ち)

粗骨材 の最大 寸法(mm)	スラン プの範 囲(cm)	水セメン ト比w/c (%)	細骨 材率 s/a(%)	単 位 量 (kg/m ³)				
				セメント	水	細骨材	粗骨材	マイテイ-150(t)
20	19	30	38	550	161	648	1,112	9.5

- 2) 超高強度コンクリート ($\sigma_{ck}=800\text{kg/cm}^2$) の示方配合
：プレキャスト部材 (オートクレープ養生)

粗骨材 の最大 寸法(mm)	スラン プの範 囲(cm)	水セメン ト比w/c (%)	細骨 材率 s/a(%)	単 位 量 (kg/m ³)				
				セメント	水	細骨材	粗骨材	マイテイ-150(t)
20	15±2.5	30	40	530	159	677	1,035	7.95

花王石鹼株式会社 化学品本部 第三事業部

本社／東京都中央区日本橋茅場町1-1 ☎103 ☎東京03-665-6321(代)
大阪営業所／大阪市西区立売堀北通1-34 ☎550 ☎大阪06-532-1481(代)

●説明書、技術資料をご請求ください。

**ONODA
CEMENT**



シグマ

超高度コンクリート用混和材

小野田Σ1000

各種高強度コンクリートおよび 800~1000kg/cm² 以上の超高強度コンクリート用混和材として「小野田Σ1000」をおすすめします。



小野田セメント株式会社

本部 東京都江東区豊洲1-1-7 TEL 531-4111
支店 札幌・仙台・東京・名古屋・大阪・高松・広島・福岡

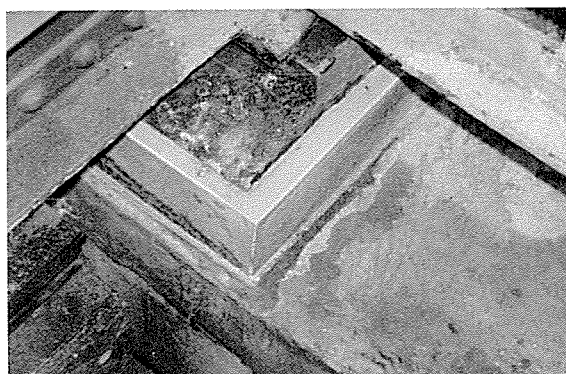
新しいコンクリート構造物の補修材料 コーワレジコン-PM

合成樹脂を応用した急硬化性、低収縮性、高強度の材料です。プレパックド工法より狭い場所でも信頼性の高い硬化物が得られます。

主として桁座の補修、沓の据付等に効果的。経済的に使用できます。

コーワレジコン-PMの特性

	強度(kg/cm ²)	試験法
圧縮強さ	600~800	JISA-1183に準ずる
曲げ強さ	200~250	JISA-1184に準ずる
引張り強さ	70~90	JISA-1113に準ずる
比重	2.2	
使用法	樹脂と骨材の混充填(重量)は 1:4、型枠内に骨材を充填 した後樹脂液を注入する。	



(註) 水分のある場所ではコーワレジコン-E をご使用下さい。東海道線目黒路架道橋コーワレジコン-PMによるシュー座補修(補修後)

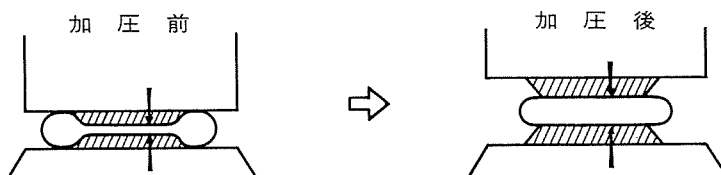
フラットジャッキ

フラットジャッキは2枚の薄い軟鋼板をはり合せた器に水、油、樹脂等を圧入して図に示す軟鋼板の変形により揚程および揚力を発生させるもので簡単な構造で大きな力(10t~1000t)を得ることができるため広い範囲に利用されています。

桁座に使用した場合の主な特性はつぎのとおりです。

- 1) 桁扛上用、本支承用兼用できるので本支承の経費と手間が省ける。
- 2) 桁と桁座間の適正な調整パッキンとなる。
- 3) 各支点を同時扛上可能。
- 4) 少い人員で作業可能。
- 5) 遠隔操作可能。
- 6) 安定がよいので安全作業可能。
- 7) 専用の樹脂(ポリモルタル-E21FJ)使用により年間四季を問わず施工可能。

図 フラットジャッキの横断面



興和化成株式会社

本社 東京都中央区銀座5丁目1番15号(〒104) 電話:(03)572-0421(代)

大阪支店 大阪市北区芝田2-2-1新梅田ビル405号(〒530)
電話:(06)372-3286(代)

名古屋営業所 名古屋市中村区則武1-2-3三伸ビル3F(〒453)
電話:(052)452-1833

九州営業所 福岡市博多区博多駅前3丁目18番21号(〒812)
電話:(092)411-3312~3

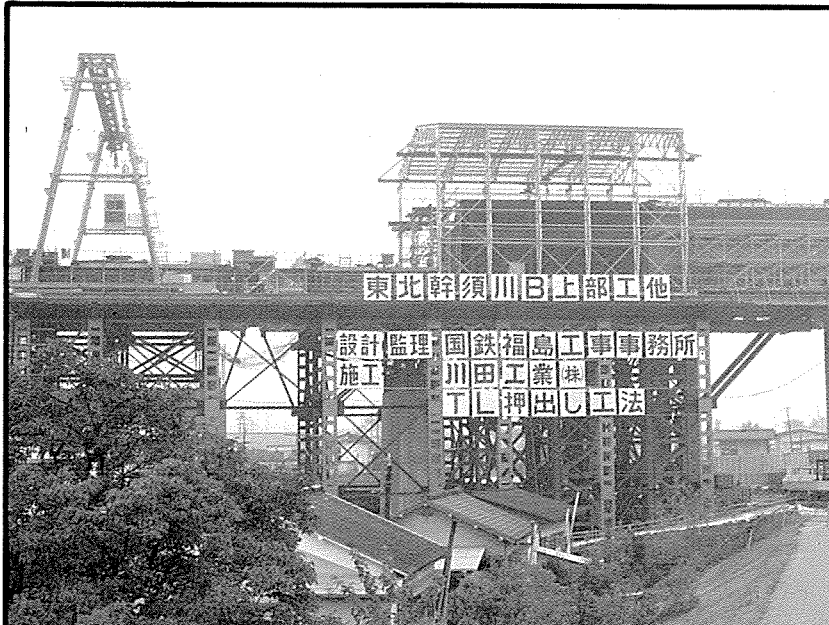
仙台営業所 仙台市北目町2-39 東北中心ビル4F(〒980)
電話:(0222)64-1671

新潟営業所 新潟市八千代1丁目4番34号第一建設工業㈱内(〒950)
電話:(0252)46-3716

盛岡駐在所 盛岡市盛岡駅前通り15-25仙建工業㈱盛岡支店内(〒020)
電話:(0196)54-3784

東京工場 東京都東村山市恩多町5丁目35番2号(〒189)
電話:(0423)91-5622~3・7095

大月工場 山梨県大月市御太刀2丁目4番15号(〒401)
電話:(05542)2-1345(代)



架 設 機 械

- 各種可動支保工
- 架設用 ガーダー
- 各種クレーン
- 各種吊装置
- 鋼製ベンド
- 重量トロリー
- 他 鉄構構造物

鋼 製 型 枠

- PC 桁(ボستن・プレテン)型枠
- 軌道スラブ型枠
- カーテンウォール・プレハブ型枠
- ボックスカルバート型枠
- 他 コンクリート二次製品用型枠

設計・製作・設置

- クレーン(250 t) 製造認可



株式会社 東葉製作所

代表取締役 由 雄 健 三

本 社 東京都中央区日本橋茅場町 2-4
工 場 千葉県千葉市川戸町 408

☎ 03 (668) 6061 (代)
☎ 0472(63) 8851 (代)

SEEE工法



プレストレストコンクリート

小本川PC斜張橋

(日本鉄道建設公団盛岡支社)

斜材: SEEE・F200 使用

新構造技術株式会社

取締役会長 加藤三重次
工学博士
常任顧問 宮内 章

代表取締役 上野 博
顧問 山内 一郎

代表取締役 森元 峯 夫
工学博士

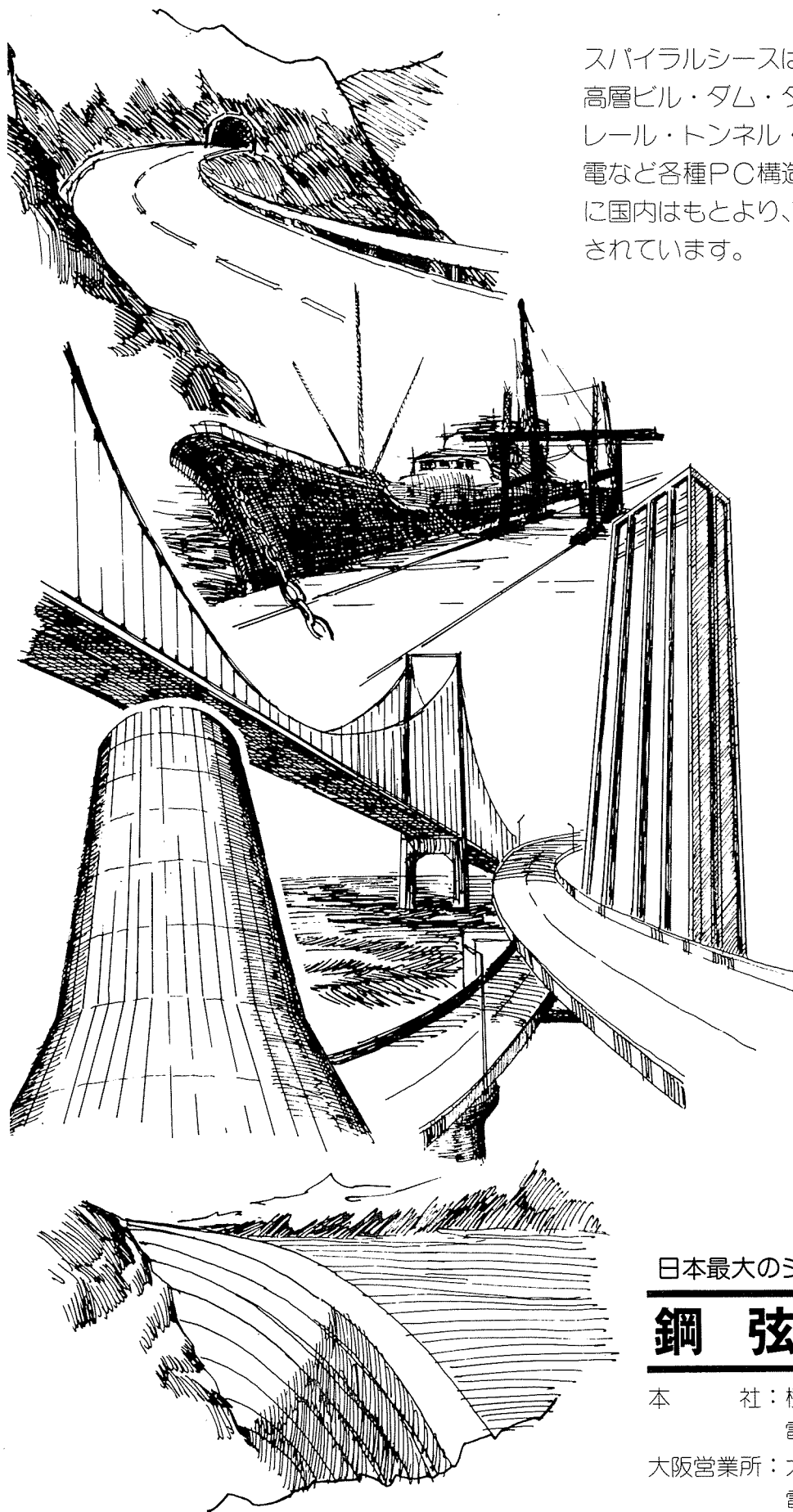


本 社 東京都千代田区二番町12番地(ブロードビル)
電 話 03 (230) 2121番 千102
大阪営業所 大阪市東区唐物町 5-5 (東亜ビル)
電 話 06 (282) 1281番(代表) 千541
厚木工場 神奈川県厚木市戸田2514番地
電 話 0462 (22) 2199・3418番 千243

名古屋営業所 名古屋市中村区名駅 2-36-3 (伊藤ビル)
電 話 052 (561) 2733番 千450
九州営業所 福岡市博多区博多駅中央街 8-36 (博多ビル)
電 話 092 (451) 5797番 千812
出張所 横浜・千葉・宮崎

小さな存在＝大きな役割

スパイラルシースは鉄道・高速道路・港湾・
高層ビル・ダム・タンク・水槽・舗装・モノ
レール・トンネル・住宅建設そして原子力発
電など各種PC構造物に又あらゆるPC工法
に国内はもとより、海外20余ヶ国で広く使用
されています。



日本最大のシースメーカー

鋼 弦 器 材 株式
会社

本 社：横浜市西区中央 2 - 42 - 6

電話：045(321)5851(代)

大阪営業所：大阪府守口市大久保町2-166

電話：06(902)6473

未来を先取りする

神鋼のPC鋼材

PC鋼線・鋼より線・鋼棒

◆ 神鋼鋼線工業株式会社

本社および
尼崎工場
大阪営業所
東京営業所

尼崎市道意町7丁目2番地
☎ 大阪 (06) 411-1 0 5 1 (代)
尼崎市道意町7丁目2番地
☎ 大阪 (06) 411-1 0 6 1 (代)
東京都中央区日本橋室町2-4-26(千石ビル)
☎ 東京 (03) 279-0 4 6 1 (代)

福岡出張所
札幌出張所
広島出張所

福岡市博多区博多駅中央街8-36
☎ 福岡 (092) 441-5 9 9 6 (代)
札幌市中央区北三条西4-1-1(日生札幌ビル)
☎ 札幌 (011) 221-2 7 3 2 (代)
広島市八丁堀16-11(日生広島第二ビル)
☎ 広島 (0822) 28-3 2 4 3 (代)

本四連絡橋大島橋向 超大型アーチリブ支承を納入

反力 5492ton
一基 約 44ton
高さ 約 2.2m



川口金属工業株式会社

本社/工場 〒332 埼玉県川口市宮町18番19号
東京営業所 〒100 東京都千代田区丸ノ内1-6-4
(交通公社ビル612号室)
関西事業部 〒664 兵庫県伊丹市北河原字政木118-4
広島営業所 〒730 広島市京橋町1-2(新京橋ビル)

☎ 0482-56-2111(大代表)
☎ 03-211-4871-2
☎ 0727-82-3603(代表)
☎ 0822-64-6180

軽くて 強い、穴あきPC板

穴あきPC板とは！

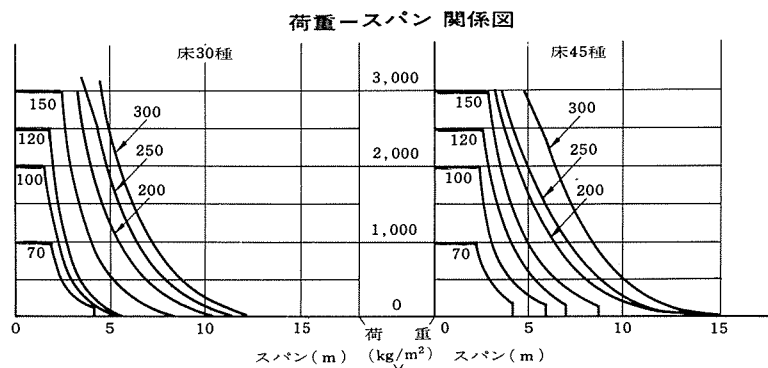
高強度のコンクリート板の内部に穴をあけて軽量化し、多量生産によって簾備で提供できるプレストレストコンクリートパネルであります。現在、日本で販売されている穴あきPC板は、スパンクリートとスピロールの2種類があります。これらは製造方法および穴、外形が、それぞれ異っていますが、その性能はほぼ共通しています。寸法は製造会社によって厚さ、巾が異っていますが、巾は600mmおよび1,000mmを基本巾とし、厚さは70mm～300mmまでについて標準規格(JIS)では規定しています。長さは設計に応じて、任意に調整できます。

性能！

穴あきPC板はJIS A6511(空洞プレストレストコンクリートパネル)として工業標準規格に制定され、この規格に準じて製造した部材で、強さ、耐火、遮音、防水等は抜群に良く、御満足いただけると思います。その一例をあげれば次の通りです。

①強 さ

プレストレス導入量によって、一般に30種と45種に分けています。一例として床板について、荷重－スパンの関係を示します。別に特殊板も製造できます。



②耐 火

耐火部材として次の通り建設大臣の指定を受けています。

構 造 区 分		耐 火 時 間	部材の厚さ(mm)	記 事
壁	間仕切り壁	1 時間	100	非耐力
		2 時間	120	"
	外 壁	1 時間	100 以上	"
床		1 時間	100 以上	
		2 時間	120 以上	
屋 根		30分	70	

③遮 音

厚さ100mm以上の部材では建築基準法に定められた界壁(間仕切壁)に対して、決められた数値を満足しています。

④防 水

JIS A6511に定められた透水試験(JIS A5406)の結果では、水頭降下量は0.0mm～0.2mmです。

使用されている建造物

建築関係、土木関係のあらゆる建造物で使用しています。主なものをあげれば次の通りです。

建築関係……………床板、壁板

例：冷凍倉庫、倉庫、学校、工場、一般ビル、その他

土木関係……………床板、防音壁、土留壁

例：プラットホーム、道路橋(1,2等橋を除く)の床及歩道、歩道橋、遮音壁、土留壁、その他

その他！

穴あきPC板を広く御理解いただくとともに、設計施工にお役に立てて頂くように、プレストレストコンクリート技術協会では足かけ3年の努力によって「穴あきPC板設計施工指針」を制定されました。

穴あきPC板 工業協会

関東：スパンクリート製造株式会社 (スパンクリート) ☎(03)863-3101

関西：ピーシー橋梁株式会社 (スピロール) ☎(06)315-6781

中央PSコンクリート工業株式会社(スピロール) ☎(06)312-2451

ツルガスパンクリート株式会社 (スパンクリート) ☎(06)374-1245

中国：富士コンクリート工業株式会社 (スパンクリート) ☎(08652)6-1360