

高強度コンクリート部材の設計法に 関する共同研究報告書

—高強度コンクリートを用いた
プレストレストコンクリート道路橋の
設計指針(案)—

平成7年11月

建設省土木研究所
材料施工部コンクリート研究室
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会

Copyright © (1995) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

高強度コンクリート部材の設計法に 関する共同研究報告書

—高強度コンクリートを用いた
プレストレストコンクリート道路橋の設計指針(案)—

コンクリート研究室 室 長 河野広隆
主任研究員 渡辺博志
(注)プレストレスト・コンクリート

建設業協会 宮地 清
中條友義
深山清六
野村貞広
岩本久信
長井健雄
藤田 学
手塚正道
府内洋一
田中政章

要 旨

本報告書は、設計基準強度が 500kgf/cm^2 をこえ 800kgf/cm^2 までの高強度コンクリートを用いた PC 部材の設計指針(案)ならびに、指針(案)作成にあたって実施した調査結果を取りまとめたものである。

キーワード：高強度コンクリート，プレストレストコンクリート，許容応力度法，設計

まえがき

コンクリート材料を用いた構造部材は、一般に安価であり、任意の形状の構造部材の作製が可能であるとともに、維持管理に関わるコストも少ないという長所をもち、土木分野においてもっとも一般的な材料として定着している。このような、長所を持ったコンクリートも、その強度に比べ重量が大きいといった大きな短所がある。このため、構造物にかかる死荷重の比率が大きくなる場合は、スパン長が制限されるなどの制約が生じる。

一方、コンクリート構造物の施工にあたっては、型枠の設置や鉄筋加工、コンクリートの打設・締固めなど多大なマンパワーを要し、熟練労働者不足の折り、コンクリート工の省力化が重要な課題となってきた。この解決策の一つとして、工場製品のプレキャストコンクリート部材の積極的な利用が挙げられる。プレキャストコンクリート部材は工場で製作されるため、現場打ちコンクリート部材に比べ品質管理が行き届いているため、良好な品質の構造物が構築されるといったメリットも生まれる。プレキャスト部材に高強度コンクリートを利用し部材の軽量化を図れば、運搬上の制約も解消し、積極的な利用を容易にすることができる。

また、コンクリートの高強度化による部材断面の縮小は、自重の低減をもたらすと同時に、断面の高さを低減するなど構造物の設計における自由度を高めることも可能になる。このような理由から、高強度コンクリートの実用化はこれまでも絶え間なく研究が進められている。実際、土木学会コンクリート標準示方書の変遷をたどっても、示方書の対象とするコンクリート強度の上限は徐々に向上している。このように、実用的に用いられるコンクリート強度の上限は、漸次上昇してきたが、昭和30年に設計基準強度の上限が 500kgf/cm^2 、昭和53年に上限が 100kgf/cm^2 増加し 600kgf/cm^2 に設定されて以来変わらずに現在にいたっている。道路橋示方書においても、昭和43年に設計基準強度の上限が 500kgf/cm^2 に設定された後、設計基準強度の向上は図られていない。

この間、高性能AE減水剤あるいは各種混和材料などの開発により、圧縮強度が 1000kgf/cm^2 を超えるコンクリートの製造も可能な段階まで至るなど、高強度コンクリートの製造技術は着実に進歩していて、設計基準強度が 800kgf/cm^2 レベルのコンクリートは、プレキャストコンクリートではもはや特別な検討を行わなくとも容易に得られる段階に至っているものと考えられる。ところが、高強度コンクリート部材の設計手法が十分には整備されていないため、高強度コンクリート部材の実用化は達成されたとはいえない状況にあり、高強度コンクリートを用いた部材のメリットが適正に反映された設計手法の確立が求められる状況になっている。

本報告書は、このような背景に基づき、プレキャスト部材を対象とした高強度コンクリート部材の設計手法に関する調査を実施し、調査結果を総合して指針（案）をとりまとめたものである。また、この指針（案）をまとめるに当たって実施した調査・研究内容を付属資料として収録した。

目 次

1 章 総 則	1
1. 1 適用の範囲	1
2 章 設計計算に用いる物理定数	2
2. 1 コンクリートのヤング係数	2
2. 2 クリープおよび乾燥収縮	2
2. 3 プレストレストコンクリートの単位重量	3
3 章 設計計算に関する一般事項	4
3. 1 設計計算の原則	4
3. 2 曲げモーメントおよび軸方向力に対する照査	5
3. 2. 1 設計荷重作用時の照査	5
3. 2. 2 終局荷重作用時の照査	7
3. 3 せん断力に対する照査	11
3. 3. 1 設計荷重作用時の照査	11
3. 3. 2 終局荷重作用時の照査	12
3. 4 ねじりモーメントに対する照査	15
3. 4. 1 設計荷重作用時の照査	15
3. 4. 2 終局荷重作用時の照査	16
4 章 許容応力度	17
4. 1 一般	17
4. 2 コンクリートの許容応力度	18
4. 3 P C 鋼材の許容応力度	20
4. 4 鉄筋の許容応力度	21
4. 5 コンクリートの許容引張応力度の割増し	22

5 章 構造細目	23
5. 1 鋼材の配置	23
5. 1. 1 鋼材のかぶり	23
5. 1. 2 鋼材のあき	24
5. 2 最小鋼材量	25

資料編

1. 概要	27
2. 高強度コンクリートのクリープ特性に関する調査	29
3. 高強度コンクリートを用いたP Cはりの曲げ載荷試験	38
4. 高強度コンクリートを用いたP Cはりのせん断載荷試験	66
5. 高強度コンクリートを用いたプレキャスト製P C部材の製造に関する実態調査	78
6. 高強度コンクリートを用いたP C橋桁の設計例	86

1 章 総 則

1. 1 適用の範囲

本指針（案）は、コンクリートの設計基準強度が 500kgf/cm^2 を超え 800kgf/cm^2 までのプレキャスト製のプレストレストコンクリート橋桁を用いた道路橋の上部工の設計に適用する。

近年、コンクリートの製造技術が進歩し、実験室レベルでは圧縮強度 1000kgf/cm^2 を超える高強度コンクリートも容易に得られるようになってきた。このような高強度コンクリートを実構造物に利用することができれば部材断面の縮小が可能となり、構造物の死荷重の減少によるスパンの長大化、あるいは、プレキャスト部材についていえば部材の軽量化による運搬効率の向上、施工の省力化、下部構造物への負担の軽減などが可能となり、高強度コンクリートの土木構造物への積極的な利用が望まれるところである。

ところが、土木構造物にこれまで利用されてきたコンクリートは一部の工場製品を除いて、強度の上限が 500kgf/cm^2 に限定されており、高強度コンクリートが一般部材に積極的に利用されているとは言えない状況にある。この理由の一つは、これまでコンクリートの高強度化のメリットを十分評価した設計基準が確立されていないことによる。

ここでは、平成4年度から実施した研究成果を踏まえ、設計基準強度が 500kgf/cm^2 を超え 800kgf/cm^2 までの高強度コンクリートを用いたプレキャスト部材の設計手法についてとりまとめた。本指針（案）の適用範囲となる部材は具体的には、プレキャストプレテンションタイプのプレストレストコンクリート部材およびプレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリート部材である。現場打ちコンクリートでは設計基準強度が 500kgf/cm^2 を超える高強度コンクリート部材の施工にあたって、品質管理などの点で解決すべき問題点が残されているため、ここでは適用範囲から除外することとした。また、曲げモーメントに対して軸力が卓越する部材についても、ここでは適用範囲に含めないこととした。

なお、本指針（案）は主として、高強度コンクリートを用いた場合に、従来の設計基準から変更すべき項目だけを収録している。本指針（案）に記述されていない項目については、道路橋示方書同解説共通編およびコンクリート橋編に準拠することとする。

2 章 設計計算に用いる物理定数

2. 1 コンクリートのヤング係数

不静定力あるいは弾性変形の算出およびプレストレストコンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数は表-2.1.1の値とする。

表-2.1.1 コンクリートのヤング係数 (kgf/cm²)

設計基準強度	600	700	800
ヤング係数	3.5×10^5	3.7×10^5	3.8×10^5

コンクリートは高強度になると骨材の種類と品質の影響が普通強度の場合に比べて大きくなり、同一強度に対するヤング係数の変動は大きくなることが知られている。

コンクリートのヤング係数の値は、他の特性値と比べて構造物の安全性に及ぼす影響は小さいが、ヤング係数の値が設計計算等に大きな影響を与える場合には、諸条件を十分に考慮し、必要ならば実際に使用する材料を用いて実測した値を用いるのが望ましい。

2. 2 クリープおよび乾燥収縮

設計に考慮するコンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響については次のとおりとする。

(1) コンクリートのクリープひずみは式 (2.2.1) により表すものとする。

$$\epsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \phi \quad \dots\dots\dots (2.2.1)$$

ここに、 ϵ_{cc} : コンクリートのクリープひずみ
 σ_c : 持続荷重による応力度 (kgf/cm²)
 E_c : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm²)
 ϕ : コンクリートのクリープ係数

(2) プレストレスの減少量および不静定力を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は、表-2.2.1の値を標準とする。

表-2.2.1 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷するときのコンクリートの材齢 (日)		4~7	14	28	90	365
クリープ係数	早強ポルトランドセメント使用	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
	普通ポルトランドセメント使用	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4

(3) プレストレスの減少量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、表-2.2.2の値を標準とする。

表-2.2.2 コンクリートの乾燥収縮度 (普通及び早強ポルトランドセメント使用の場合)

プレストレスを導入するときのコンクリートの材齢 (日)	4~7	28	90	365
乾燥収縮度	2.0×10^{-5}	1.8×10^{-5}	1.6×10^{-5}	1.2×10^{-5}

コンクリートのクリープは、構造物の周辺の温度、湿度、部材断面の形状寸法、コンクリートの配合、荷重作用時のコンクリートの材齢の他、骨材の性質、セメントの種類、コンクリートの締固め、養生条件等の種々の要因によって影響を受ける。一般にコンクリートは高強度になるとクリープ係数が小さくなるという定性的なデータは多いが、クリープ係数を定量的に評価するには、更に今後の研究の蓄積や実測による裏付けが必要である。そこで本指針(案)では、プレストレストコンクリートに用いるクリープ係数は、普通強度コンクリートと同様の表-2.2.2によるものとした。

なお、設計上特にクリープの影響の大きい場合には、試験などを十分行ってこれを定めるのがよい。

2.3 プレストレストコンクリートの単位重量

死荷重の算出に用いるプレストレストコンクリートの単位重量は、 2.550kg/m^3 を標準としてよい。ただし、実重量が明らかなものはその値を用いることとする。

材料の単位重量は個々の場合で異なり、また橋の重量としては大きい影響があるから、できればあらかじめ実重量を明らかにすることが望ましいが、一応の標準を示す意味で、調査結果をもとに上記の値を採用した。高強度コンクリートを用いたPC部材では、配置されるPC鋼材の量がやや多くセメント量も多くなるので、一般のPC部材に比べ単位重量が大きくなることに注意する必要がある。

3 章 設計計算に関する一般事項

3. 1 設計計算の原則

- (1) 部材の設計にあたっては、原則として設計荷重作用時および終局荷重作用時に対してそれぞれ部材断面の応力度などを照査し、部材が安全であることを確かめなければならない。
- (2) (1) 項に規定する設計荷重作用時および終局荷重作用時の荷重の組合せは、それぞれ次のとおりとする。
 - 1) 設計荷重作用時の荷重の組合せは、道路橋示方書Ⅰ共通編2.2に規定する荷重の組合せとする。
 - 2) 終局荷重作用時の荷重の組合せは、次のとおりとする。
 - (a) $1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
 - (b) $1.0 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
 - (c) $1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃})$
 - (d) $1.3 \times (\text{死荷重} + \text{地震の影響})$
 - (e) $1.0 \times (\text{死荷重}) + 1.3 \times (\text{地震の影響})$
- (3) 部材の設計に用いる断面力は、弾性理論により算出するものとする。この場合、部材の曲げ剛性、せん断剛性およびねじり剛性は、コンクリートの全断面を有効とし、鋼材を無視して算出した値を用いることができる。

- (1) 設計荷重作用時において、部材断面の応力度は許容応力度以下とする必要がある。また、設計荷重よりも大きな荷重を想定した終局荷重作用時において、部材を破壊させないようにする必要がある。応力度などの照査とは、この2つの条件が部材において満足されるかどうかを照査することである。
- (2) 1) 設計荷重作業時には、道路橋示方書Ⅰ共通編2.2に規定する荷重の組合せについて部材断面の応力度の照査を行わなければならない。なお、プレストレストコンクリート部材の、プレストレスの算出は、プレストレッシング直後のプレストレス力および有効プレストレス力の2種類を考慮しなければならない。
 - 2) 終局荷重作用時における荷重に乗じる係数と組合せについて規定したものである。なお、プレストレストコンクリートの不静定構造においては、プレストレス力およびコンクリートのクリープや乾燥収縮により不静定力が一般に生じるため、終局荷重作用時の照査においてこれを考慮する必要がある。その場合、終局荷重作用時の荷重の組合せにおいて、係数を1.0としてこれらの不静定力を加えるものとする。
- 3) コンクリートは、応力度とひずみが直線状に比例せず、完全な弾性体ではない。しかしながら、これを弾性体とみなすことによって断面力の算出が容易になり、またその断面力により設計される部材は、厳密な計算により設計される部材に比較して、その安全性を一般的に損なうものではない。このような理由により、部材の設計に用いる断面力は、コンクリートを安全な弾性体とみなして算出できるものとした。

また、部材に生じる断面力は、構造物を構成する部材相互の剛性の比、すなわち剛比により定まり、剛

性の大きさそのものの影響は小さい。したがって、断面力の算出にあたっては、簡略化のため、コンクリートの全断面を有効として算出した断面の剛性を用いてよいものとした。同時に部材の剛比に及ぼす鋼材の影響は一般的に小さいので、これを無視してよいものとした。

3. 2 曲げモーメントおよび軸方向力に対する照査

3. 2. 1 設計荷重作用時の照査

(1) 設計荷重作用時に部材断面に生じるコンクリート、鋼材の応力度は、4章に規定する許容応力度以下としなければならない。

(2) 部材断面に生じるコンクリート、鋼材の応力度は、次の規定により算出するものとする。

1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。

2) コンクリートの全断面を有効とする。ただし、圧縮フランジについては、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編2. 2. 2に規定する有効幅を考慮するものとする。

なお、衝突荷重あるいは地震の影響を含む荷重の組合せにおいて、コンクリートの全断面を有効として算出したコンクリートの引張応力度が 30kgf/cm^2 をこえる場合は、コンクリートの全断面を有効とせずコンクリートの引張応力を受ける部分を無視するのがよい。

3) 鋼材とコンクリートのヤング係数比は、道路橋示方書Ⅰ共通編 表-3. 3. 1および2章 表-2. 1. 1のヤング係数より算出する。

(3) 直交する2方向の曲げモーメントを受ける部材は断面は、2方向の曲げモーメントが同時に作用するものとして応力度の照査を行うのがよい。

(4) 設計荷重作用時に部材断面にコンクリートに引張応力が生じる場合は、引張応力が生じるコンクリート部分に(5)および(6)項に規定する引張鉄筋を配置しなければならない。

(5) 引張応力が生じる部材断面に配置する引張鉄筋の断面積は、次の値以上としなければならない。

$$1) \quad A_s = \frac{T_c}{\sigma_{s,a}} \quad \dots\dots\dots (3. 2. 1)$$

ここに、 A_s ：引張鉄筋の断面積(cm^2)

T_c ：コンクリートに生じる引張応力の合力(kgf)

$\sigma_{s,a}$ ：引張鉄筋の許容引張応力度(kgf/cm^2)

2) 引張応力が生じる部分のコンクリートの断面積の0. 5%

(6) 次に示す2つの条件をともに満足する場合は、P C鋼材を引張鉄筋とみなすことができる。

1) P C鋼材とコンクリートの付着がある場合

2) コンクリートに生じる引張応力の合力をその部分に配置するP C鋼材の断面積で除した応力度とP C鋼材の引張応力度との和が、P C鋼材の許容引張応力度以下の場合

(7) (6)項の規定により、P C鋼材を引張鉄筋とみなせる場合には、式(3. 2. 1)の許容引張応力度 $\sigma_{s,a}$ は主荷重および主荷重に相当する特殊荷重に対して $1, 800\text{kgf/cm}^2$ とし、その他の荷重の場合に対しては

4.1の規定により割増しするものとする。

(1) 設計荷重作用時に部材断面に生じる応力度を許容応力度以下とすることにより、プレストレストコンクリート部材においてはひびわれが発生しないように設計することができる。

(2) 1) 部材断面のひずみ分布は平面保持の法則に従うものとした。

2) プレストレストコンクリート部材は設計荷重作用時にひびわれが発生しないように設計するのが原則である。しかし、衝突荷重あるいは地震の影響などまれにしか生じない荷重を含む荷重の組合せに対してもひびわれが生じないように大きなプレストレス力を導入することは必ずしもよい設計とは言えないため、このような場合にはひびわれが生じてもよいこととし、引張鉄筋を配置して補強することとした。この場合、引張鉄筋量の算出方法として、(5)項に規定する方法および鉄筋コンクリート部材と同様にコンクリートの引張強度を無視して算出する方法がある。一般に(5)項に規定する方法により引張鉄筋量を算出すると計算が簡単で、しかも安全側となるので、コンクリートの引張応力度が 30kgf/cm^2 まではこの方法によってよいこととした。 30kgf/cm^2 を超える場合は、引張鉄筋量が多くなるので、鉄筋コンクリート部材の設計と同様に、コンクリートの引張強度を無視して設計するのがよい。

(3) プレストレストコンクリート部材の応力度の照査にあたっては、直交するそれぞれの方向について算出されたコンクリート応力度の和を4章の許容応力度以下にしなければならない。

(4) プレストレストコンクリート部材の設計においては、コンクリートに許容応力以下の引張応力が生じてもよいとしている。しかし、コンクリートに引張応力が生じる場合には、引張応力の生じる部分に鉄筋を配置し、ひびわれが生じた場合でもその幅が大きくなるのを防ぐとともに、部材のじん性を増すこととした。

PC鋼材とコンクリートが付着していない部材では、想定した荷重より大きな荷重が作用するとひびわれが分散されないため、集中して大きなひびわれが発生することになる。これを防ぐため、設計荷重作用時のほか、式(解3.2.1)の荷重の組合わせに対し、引張鉄筋を算出し、活荷重を割増さない場合に算出した鉄筋量と比較し、多い方の鉄筋量を引張縁近くに配置して、ひびわれの分散を図ることとする。

死荷重 $+1.35\times$ (活荷重 $+$ 衝撃) $+$ 有効プレストレス $\cdots$ (解3.2.1)

(5) 引張鉄筋量の算出方法を規定したものである。ただし、この規定は衝突荷重あるいは地震の影響を含まない荷重の組合せについてであり、衝突荷重あるいは地震の影響を含む荷重の組合せについては(2)項の解説を参照するものとする。

式(3.2.1)および2)の条件は式(解3.2.2)のように表すことができる(図-解3.2.1参照)。

$$A_s = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_{ct}}{2 \sigma_{sa}} \cdots \cdots \cdots \text{(解3.2.2)}$$

ただし、 $A_s \geq 0.005b \cdot x$

ここに、 A_s ：引張鉄筋量(cm^2)

b ：部材引張縁の幅(cm)

x ：部材引張縁から中立軸までの距離(cm)

σ_{ct} : 設計荷重作用時に部材引張縁に生じるコンクリートの引張応力度 (kgf/cm²)

σ_{st} : 引張鉄筋の許容引張応力度 (kgf/cm²)

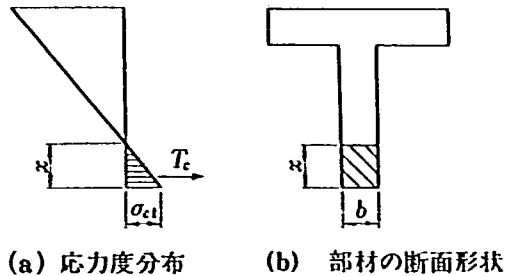
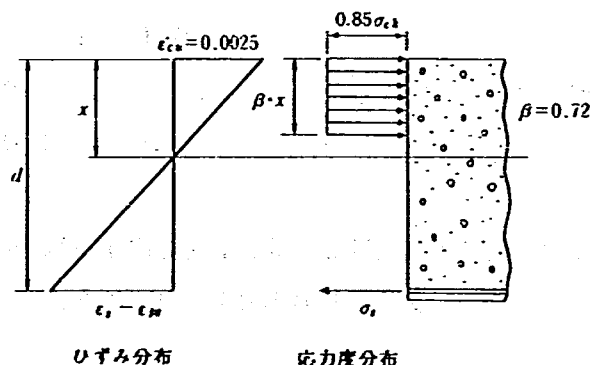


図-解 3. 2. 1 コンクリートの引張応力度の分布

- (6) P C鋼材の応力度が、許容応力度に対して余裕がある場合は、引張応力度が生じる部分に配置されているP C鋼材を引張鉄筋とみなすことができることとした。すなわち、この場合に配置する引張鉄筋量は、式 (3. 2. 1) または式 (解3. 2. 2) より算出される鉄筋断面積から、引張鉄筋とみなせるP C鋼材面積を差し引いた値となる。
- (7) (6) 項に基づいてP C鋼材を引張鉄筋とみなす場合に、引張鉄筋としてのP C鋼材の許容応力度を規定したものである。

3. 2. 2 終局荷重作用時の照査

- (1) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは、終局荷重作用時に部材断面に作用する曲げモーメント以上としなければならない。
- (2) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは、次の規定により算出するものとする。
 - 1) 維ひずみは中立軸から距離に比例する。
 - 2) コンクリートの引張強度は無視する。
 - 3) コンクリートの圧縮応力度の分布は、図-3. 2. 1のとおりとする。ただし、断面形状が特殊な場合は図-3. 2. 3の応力度—ひずみ曲線によりコンクリートの圧縮応力度を算出するものとする。
 - 4) 鋼材の応力度—ひずみ曲線は、図-3. 2. 2のとおりとする。



ここに,

ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

(=0.0025)

ϵ_s : 鋼材のひずみ

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度

(kgf/cm²)

σ_s : 鋼材の応力度 (kgf/cm²)

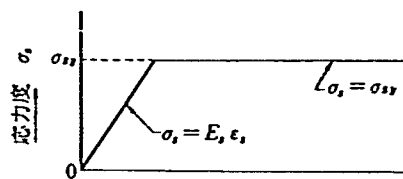
d : 部材断面の有効高 (cm)

x : 圧縮縁から中立軸までの距離 (cm)

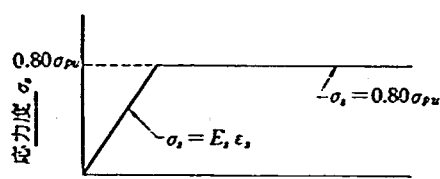
ϵ_{pc} : 有効プレストレス力によるPC鋼材にひずみ

図-3.2.1 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の

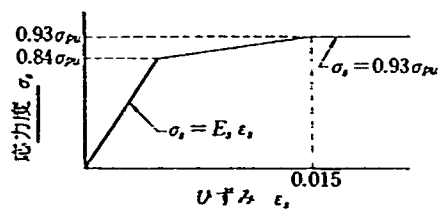
ひずみおよび応力度の分布



(a) 鉄筋



(c) PC鋼棒2号



(b) PC鋼線, PC鋼より線
およびPC鋼棒1号

ここに,

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (kgf/cm²)

σ_{pu} : PC鋼材の引張強さ (kgf/cm²)

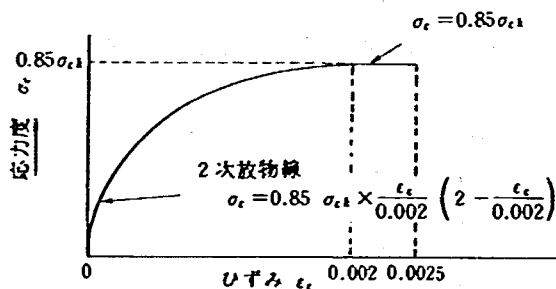
σ_s : 鋼材の応力度 (kgf/cm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (kgf/cm²)

ϵ_s : 鋼材のひずみ

図-3.2.2 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の

鋼材の応力度—ひずみ曲線



σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度

(kgf/cm²)

σ_c : コンクリートの応力度 (kgf/cm²)

ϵ_c : コンクリートのひずみ

図-3.2.3 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の

コンクリートの応力度—ひずみ曲線

(3) 部材断面に曲げモーメントと軸方向力が同時に作用する場合の破壊抵抗曲げモーメントは、終局荷重用時の軸方向力が作用する場合について(2)項の規定により算出することを原則とする。

- (1) この項は部材の曲げ破壊を生じさせないように定めたものである。破壊抵抗曲げモーメントとは、部材が抵抗できる最大の曲げモーメントであり、その算出は(2)項に規定する方法によるものとする。
- (2) 破壊抵抗曲げモーメントを算出するためには、断面内のひずみ分布を求め、これからコンクリートの応力度の分布および鋼材図心の応力度を求める必要がある。このために、1)にひずみ分布、2)および3)にコンクリートの応力度分布、および4)に鋼材の応力度—ひずみ曲線をそれぞれ規定した。

図-3.2.3に示すコンクリートの応力度—ひずみ曲線については、その応力度—ひずみ曲線の相違が、算定される棒部材の断面の終局耐力に大きな影響を与えない場合がある。このような場合には、応力—ひずみ曲線は、図-3.2.3あるいは長方形などの適当な形を仮定してよい。図-3.2.3に示す、モデル化された応力—ひずみ曲線は、高強度化に伴うぜい性的な破壊を考慮して、終局ひずみを普通強度コンクリートの場合より小さくしたものである。一方、棒部材の終局に至る変形あるいはじん性の検討では、応力—ひずみ曲線の影響が大きいので、下降域も含めた実際に近い適切な曲線を仮定する必要がある。

部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの算出にあたっては、一般に次の2つの条件式を用いることができる。

$$N = C - T \cdots \cdots (\text{解3.2.3})$$

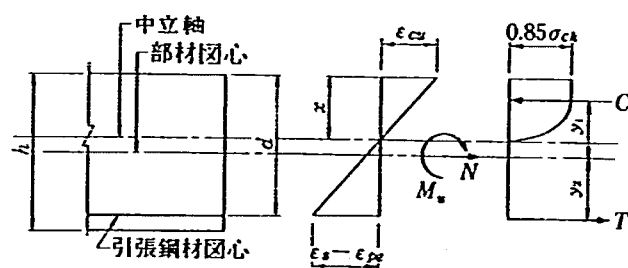
$$\frac{x}{\epsilon_{cu}} = \frac{d-x}{\epsilon_s - \epsilon_{pe}} \cdots \cdots (\text{解3.2.4})$$

ここに、 T : 鋼材引張応力の合力 (kgf)

C : コンクリートの圧縮応力度の合力 (kgf)

N : 軸方向力 (kgf)

$x, \epsilon_{cu}, d, \epsilon_s, \epsilon_{pe}$: 図-解3.2.2参照



(a)部材寸法 (b)ひずみ分布 (c)応力度の分布

図-解 3.2.2 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の
ひずみの分布および応力度の分布

式(解3.2.3)は力のつり合い条件、式(解3.2.4)はひずみの適合条件を示すものであり、これらを用いて曲げモーメントのつり合い条件を満足する式(解3.2.5)により破壊抵抗曲げモーメントを算出する(図-解3.2.2参照)。

$$M_u = C \cdot y_1 + T \cdot y_2 \cdots \cdots \cdots \text{(解3.2.5)}$$

ここに、 y_1, y_2 :断面図心よりCおよびTまでの距離(cm)

図-3.2.1に示す応力度分布は、計算を簡略化するため、図-3.2.3に示す放物線と長方形とからなる応力分布を、応力度が $0.85\sigma_{ck}$ と一定で面積が等価な長方形分布に置き換えたものである。

部材が曲げ破壊する場合、コンクリートが終局ひずみに達する場合と、引張鋼材が終局ひずみに達する場合とがある。一般に引張鋼材の終局ひずみは考慮しなくても実用上問題がないため、ここではコンクリートのみについて終局ひずみ($\epsilon_{cu}=0.0025$)を規定した。すなわち、部材はコンクリートのひずみが終局ひずみに達したときに破壊するものとして引張鋼材の終局ひずみを規定していない。ただし、この場合に、引張鋼材が降伏しているか、または降伏していないかによって、破壊形態が異なり、計算方法も異なってくる。コンクリートの終局ひずみと引張鋼材の降伏ひずみが同時に生じる場合をつり合い状態といい、そのときの引張鋼材量(比)を終局つり合い鋼材量(比)と呼ぶ。終局つり合い鋼材量(比)は、圧縮フランジが長方形とみなされる場合には、式(解3.2.6)により算出できる。

$$P_b = \frac{A_{s,b}}{b d} = \left[0.61 \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} - \frac{N_d}{b d \sigma_{ck}} \right] \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_{sy}} + \frac{A_s}{b d} \frac{\sigma_s}{\sigma_{sy}} \cdots \cdots \cdots \text{(解 3.2.6)}$$

ここに、 P_b : 終局つり合い鋼材比

$A_{s,b}$: 終局つり合い引張鋼材量(引張鋼材の合計断面積) (cm^2)

b : 圧縮フランジの有効幅(cm)

d : 部材断面の有効高(cm)

ϵ_{cu} : コンクリート終局ひずみ($\epsilon_{cu}=0.0025$)

ϵ_{sy} : 引張鋼材の降伏ひずみ

PC鋼より線の場合

$$\epsilon_{sy} = \epsilon_s - \epsilon_{pe}$$

$$(\epsilon_s = 0.015, \epsilon_{pe} = -\frac{\sigma_{pe}}{E_s})$$

E_s : 引張鋼材のヤング係数 (kgf/cm^2)

PC鋼材の場合 ($E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$)

σ_{sy} : 引張鋼材の降伏点 (kgf/cm^2)

PC鋼より線の場合 ($\sigma_{sy} = 0.93 \sigma_{pu}$)

σ_{pu} : PC鋼より線の引張強度 ($\sigma_{pu}=18500 \text{ kgf/cm}^2$)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm^2)

N_d : 終局荷重作用時の軸方向力 (kgf)

A_s' : 圧縮鋼材量 (cm^2)

σ_s' : 圧縮鋼材の応力度 (kgf/cm^2)

$$\sigma_s = \left[\varepsilon_{cs} - (\varepsilon_{cs} + \varepsilon_{sy}) \frac{d}{d'} \right] E_s \leq \sigma_{sy}$$

d' : 圧縮縁から圧縮鋼材の図心までの距離 (cm)

E_s' : 圧縮鋼材のヤング係数 (kgf/cm^2)

σ_{sy}' : 圧縮鋼材の降伏点 (kgf/cm^2)

終局つり合い鋼材量に近い量あるいはそれ以上の引張鋼材を配置すると、その降伏の前にコンクリートが圧壊するため、部材はもろい破壊性状を示す場合がある。これをさけるため、一般には、配置する引張鋼材量を終局つり合い鋼材の75%以下とするのが望ましいといわれてきたが、高強度コンクリートを使用してけた高を低くする場合には、終局つり合い鋼材量以上の引張鋼材を配置することが必要となってくる。このような場合には、その部材が破壊に至るまで十分に大きな変形性能を有することを材料の非線形性を考慮した計算または曲げ載荷実験で確認しておかなければならない。

3. 3 せん断力に対する照査

3. 3. 1 設計荷重作用時の照査

- (1) 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が、表-3. 3. 1の値以下の場合には、5. 2項に規定する最小鉄筋量以上の斜引張鉄筋を配置するものとする。

表-3. 3. 1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (kgf/cm^2)

設 計 基 準 強 度	600	700	800
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	7.0	7.0	7.0

- (2) (1)の照査によるほか、部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度は4章に規定する許容斜引張応力度以下としなければならない。ただし、地震の影響を含む荷重の組合せにおいては斜引張応力度を照査しなくてもよい。

- (1) コンクリートの平均せん断応力度は、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編式(2. 3. 2)により算出する。

$$\tau = \frac{Sh - Sp}{bw \cdot d} \dots\dots\dots \text{[道示Ⅲ式(2. 3. 2)]}$$

(2) コンクリートの斜引張応力度は、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編式(2.3.3)により算出する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1}{2} \{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \} \\ \tau &= \frac{(S - S_p) \cdot Q}{b_w \cdot I} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{[道示Ⅲ式(2.3.3)]}$$

コンクリートにひびわれが発生しない設計荷重作用時のプレストレストコンクリート部材については、部材を全断面有効として主引張応力度の計算を行う。

σ_1 は、断面内の位置によりその値が変化するが、一般に断面図心位置とウェブ幅が最も薄い位置で照査すればよい。なお、 σ_1 算定式中の σ_y は、斜め鋼棒または鉛直鋼棒による部材軸直角方向の圧縮応力度である。

τ については、斜め鋼棒を配置した場合には、斜め鋼棒によるせん断応力度を τ の算定において考慮するものとする。例えば、図-解3.3.1(a)に示すように斜め鋼棒を配置した場合には、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編式(2.3.3)で表わされる斜引張応力度は次式により算定される。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1}{2} \{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4(\tau - \tau_p)^2} \} \\ \tau_p &= \frac{P_s \cdot \cos \theta}{a' \cdot b_w} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{[道示Ⅲ(解 2.3.5)]}$$

ここに、 τ_p ：斜め鋼棒によるせん断応力度
 P_s ：斜め鋼棒1本あたり有効引張力
 θ 、 $a' \cdot b_w$ ：図-解 3.3.1参照

3.3.2 終局荷重作用時の照査

(1) 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度は、表-3.3.2の値以下としなければならない。

表-3.3.2 コンクリートの平均せん断応力度の最大値 (kgf/cm²)

設計基準強度	600	700	800
コンクリートの平均せん断応力度の最大値	65	65	65

(2) 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表-3.3.1の値をこえる場合には、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編2.3.3に規定する斜引張鉄筋を配置しなければならない。ただし、この場合5.2項に規定する最小鉄筋量を下まわってはならない。

また、コンクリートが負担できるせん断力については、式(3.3.1)により算出するものとする。

$$\left. \begin{aligned} S_c &= \tau_c \cdot b_w \cdot d + S_d \cdot \frac{M_o}{M_d} \\ \text{ただし、} S_c &\leq 2.5 (\tau_c \cdot b_w \cdot d) \end{aligned} \right\} \dots\dots (3.3.1)$$

ここに、 S_c ：コンクリートが負担できるせん断力

M_o ：プレストレス力および軸方向によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる
 曲げモーメント

S_d : 部材断面に作用するせん断力

M_d : せん断力作用時と同一載荷時に部材断面に作用する彎矩

$$\text{ただし, } \frac{M_o}{M_d} \leq 1.0$$

(1) コンクリートの平均せん断応力度は、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋幅式(2.3.2)により算出する。

$$\tau = \frac{S_h - S_p}{b_w \cdot d} \dots\dots\dots \text{[道示Ⅲ式(2.3.2)]}$$

(2) 1) プレストレストコンクリート部材について

プレストレストコンクリート部材については、3.3.1(2)項の規定により設計荷重作用時の斜引張応力度の照査を行うため、斜引張鉄筋量は終局荷重作用時について算出すればよい。なお、斜引張鉄筋量は従来どおり、鉄筋コンクリート部材と同様、トラス理論に基づいて算出することとした。

斜引張鉄筋を配置する場合には、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋幅式(2.3.4)により斜引張鉄筋量を算出するものとする。

$$A_w = \frac{1.15 S_h' \cdot a}{\sigma_s \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)} \dots\dots\dots \text{[道示Ⅲ式(2.3.4)]}$$

$$\Sigma S_h' = S_h - S_p - S_c$$

2) S_c について

部材に斜めひびわれが発生した後でも、斜引張鉄筋に発生する応力は、 S_p を除く全せん断力に対する応力より小さな値となることが実験により確かめられている。斜引張鉄筋の算出にあたっては、この軽減されるせん断力をコンクリートが負担できるせん断力 S_c として計算上考慮することとした。この際、コンクリートが負担できる平均せん断応力度を τ_c として表-3.3.1に示す値を用いるものとする。

3) プレストレスおよび軸方向圧縮力の効果について

プレストレスの効果としては、PC鋼材の有効プレストレス力のせん断力方向の分力 S_p のほかに、部材軸方向のプレストレスによる部材のせん断強度の増加が考えられる。この後者のプレストレスによる効果は、従来どおり、コンクリートが負担できるせん断力 S_c の計算に取り入れることとした。

実験結果によれば、斜めひびわれ発生時のプレストレスによるせん断力の増加は、 $(1.0 \sim 2.0) M_o / L_s$ の範囲に分布している。ここで、 L_s はせん断スパン長である。したがって、安全側の評価としては $1.0 M_o / L_s$ を用いることが妥当と考えられる。しかし、分布荷重が作用する場合、 L_s の定義が曖昧であり、ここではACI 318-89に準じて、 L_s を (M_o / S_o) で評価することとし、同様に上限値を $2.5 (\tau_c \cdot b_w \cdot d)$ とした。

4) M_o について

M_o は道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編(解 2. 3. 6)により算出してよい。

$$M_o = \left(\sigma_{ce} + \frac{N}{A_c} \right) \frac{I_c}{y} \quad \dots\dots\dots \text{[道示Ⅲ (解2. 3. 6)]}$$

ここに、 σ_{ce} : 有効プレストレス力による部材引張縁の応力度

N : 外力により部材断面に作用する軸方向力。ただし、プレストレス力は含まない。

I_c : 部材の断面二次モーメント

A_c : 部材の断面積

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離

5) 斜め鋼棒、鉛直鋼棒の設計について

道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編式(2. 3. 4)により算出した斜引張鉄筋量が多くなり、設計、施工上配置が不可能か、または困難な場合には、部材軸と 45° 以上の傾きを有する斜め鋼棒または鉛直鋼棒を、部材有効高の $1/2$ 以下の間隔でウェブに配置することで対処することができる(図-解3. 3. 1参照)。この場合の鋼棒の量は、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編(解2. 3. 7)により算出してよい。なお、斜め鋼棒、鉛直鋼棒を配置する場合でも、少なくとも5. 2(2)項に規定する量の斜引張鉄筋は配置しなければならない。

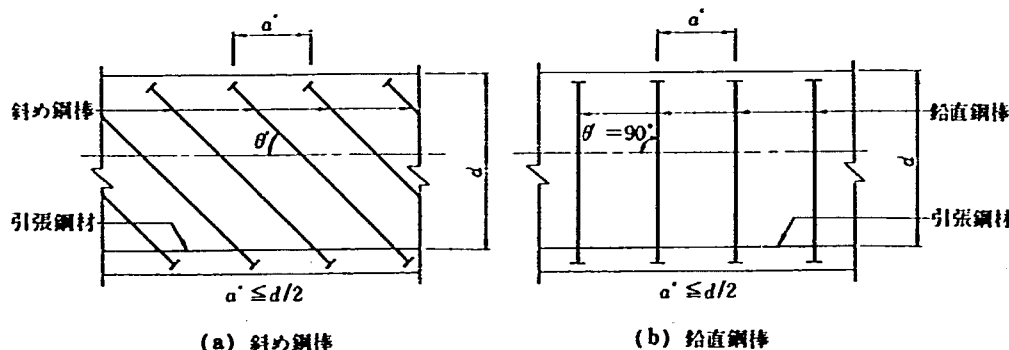


図-解3. 3. 1 斜め鋼棒および鉛直鋼棒の配置

$$A_p = \frac{1.15 S_{hp}' \cdot a'}{d \cdot \sigma_s (\sin \theta' + \cos \theta')} \quad \dots\dots\dots \text{[道示Ⅲ (解2. 3. 7)]}$$

$$\sigma_s = \sigma_{pe} + \sigma_{sy} \leq \sigma_{py} \quad S_{hp}' = S_h - S_p - S_c - S_s$$

ここに、 S_{hp}' : 間隔 a' および角度 θ' で配置される斜め鋼棒あるいは鉛直鋼棒が負担するせん断力(kgf)

σ_{pe} : 斜め鋼棒あるいは鉛直鋼棒の有効引張応力度(kgf/cm²)

σ_{sy} : 斜引張鉄筋の降伏点(kgf/cm²)

σ_{py} : 斜め鋼棒あるいは鉛直鋼棒の降伏点(kgf/cm²)

S_p : 軸方向に配置されたPC鋼材の有効プレストレス力のせん断方向の分力(kgf) (斜め鋼棒の有効プレストレス力のせん断力方向の分力は含まない)

S_h : 終局荷重作用時の部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(kgf)

- S_s : 斜引張鉄筋が負担するせん断力 (kgf)
 a' : 斜め鋼棒あるいは鉛直鋼棒の部材軸方向の間隔 (cm) (図-解3. 3. 1参照)
 θ' : 斜め鋼棒あるいは鉛直鋼棒の部材軸となす角度 (図-解3. 3. 1参照)
 d : 部材断面の有効高さ (cm)

3. 4 ねじりモーメントに対する照査

3. 4. 1 設計荷重作用時の照査

(1) ねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度, またはねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の和が, 表-3. 3. 1の値以下の場合には, ねじりモーメントに対する鉄筋は配置しなくてよい。

(2) ねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度, またはねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の和が, 表-3. 3. 1の値をこえる場合には, ねじりモーメントに対する横方向鉄筋および軸方向鉄筋をそれぞれ配置しなければならない。

なお, ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋は, 原則として部材断面の上下左右に対称に配置するものとする。

(3) (1), (2)の照査によるほか, 部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度は4章に規定する許容斜引張応力度以下としなければならない。なお, この場合, ねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度およびねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の和についてそれぞれ照査するものとする。ただし, 地震の影響を含む荷重の組合せにおいては斜引張応力度を照査しなくてよい。

(1) ねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度は, 道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編式 (2. 4. 2)により算出するものとする。

$$\tau_t = \frac{M_t}{Kt} \dots\dots\dots [\text{道示Ⅲ式 (2. 4. 2)}]$$

(2) ねじりモーメントに対する横方向および軸方向鉄筋は, 道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編式 (2. 4. 4)により算出するものとする。

(a) ねじりモーメントに対する横方向鉄筋

$$A_{wt} = \frac{M_t \cdot a}{1.6 b t \cdot h t \cdot \sigma_s}$$

(b) ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋

$$A_{lt} = \frac{2 A_{wt} (b t + h t)}{a}$$

} [道示Ⅲ式 (2. 4. 4)]

(3) 斜引張応力度は、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編式 (2.4.3) により算出するものとする。

(a) ねじりモーメントのみ

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_1^2} \}$$

(b) ねじりモーメントとせん断力

$$\sigma_1 = \frac{1}{2} \{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4(\tau_1 + \tau)^2} \}$$

… [道示Ⅲ式 (2.4.3)]

3.4.2 終局荷重作用時の照査

ねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度およびねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の和は、それぞれ表-3.4.1の値以下としなければならない。

表-3.4.1 コンクリートのせん断応力度の最大値 (kgf/cm²)

コンクリートの設計基準強度 応力度の種類	コンクリートの設計基準強度		
	600	700	800
ねじりモーメントによるせん断応力度	65	65	65
ねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度との和	73	73	73

設計基準強度が600kg/cm²以上のコンクリートのせん断応力度は、実験データが不足していることを考慮し、安全側になるよう頭打ちとした。

4章 許容応力度

4.1 一般

- (1) 主荷重および主荷重に相当する特殊荷重により部材断面に生じる応力度に対する許容引張応力度は、プレストレストコンクリート部材について4.2.1, 4.2.2, 4.2.3に規定する値とする。
- (2) 従荷重および従荷重に相当する特殊荷重を考慮する場合の許容応力度は、4.2.1, 4.2.2, 4.2.3に規定する許容応力度に表-4.1.1の割増し係数を乗じた値とする。
- ただし、架設時荷重に架設時の風荷重または、地震の影響を考慮する場合の割増し係数は、表-4.1.1の値にかかわらず、架設地点の条件、架設中の構造系などを考慮して、別途定めるものとする。
- (3) 従荷重および従荷重に相当する特殊荷重を考慮する場合のプレストレストコンクリート部材の許容引張応力度は、(2)項の規定にかかわらず、4.2.4に規定する値とする。
- (4) 従荷重および従荷重に相当する特殊荷重を考慮する場合のPC鋼材の許容引張応力度は、PC鋼材の降伏点の90%以下の値とするものとする。
- (5) 4.2.1および4.2.2に規定するプレストレス直後の許容応力度は、割増してはならない。

表-4.1.1 許容引張応力度の割増し係数

荷 重 の 組 合 せ	割増し係数
(1) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 温度変化の影響(T) の影響(T)	1.15
(2) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 風荷重(W)	1.25
(3) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 温度変化の影響(T) + 風荷重(W)	1.35
(4) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 制動荷重(BK)	1.25
(5) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 衝突荷重(CO)	1.50
(6) 活荷重および衝撃以外の主荷重 + 地震の影響(EQ)	1.50
(7) 風荷重(W)のみ	1.20
(8) 架設時荷重(ER)	1.25

- (1) 主荷重および主荷重に相当する特殊荷重により部材断面に生じる応力度に対する許容引張応力度としては、4.2.1, 4.2.2, 4.2.3に規定する値を用いることとした。これらの値は、(2)に規定する従荷重および従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合の許容応力度の割増しの基本となる許容応力度である。

プレストレストコンクリート部材に対する許容応力度の値は、本指針（案）で対象とする 500kgf/cm^2 を超え 800kgf/cm^2 までのコンクリートについて示した。なお、コンクリートの許容応力度は、コンクリート強度が設計基準強度以上になった場合について規定しており、設計基準強度に達しない時点に応力度の照査を行う場合の許容応力度はその時点でのコンクリートの強度より別途定めなければならない。プレストレッシング直後の応力度の照査については、設計基準強度に対する許容応力度を用いてよい。

(2)～(5) 従来の考え方に準じた。

4. 2 コンクリートの許容応力度

(1) コンクリートの許容圧縮応力度は、表-4.2.1の値とする。

表-4.2.1 コンクリートの許容圧縮応力度 (kgf/cm^2)

コンクリートの設計基準強度			600	700	800
応力度の種類					
プレストレッシング直後	曲げ圧縮 応力度	(1) 長方形断面の場合	240	270	300
		(2) T断面および箱形断面の場合	230	260	290
その他	曲げ圧縮 応力度	(3) 長方形断面の場合	200	240	270
		(4) T断面および箱形断面の場合	190	230	260

なお、2方向から同時に曲げモーメントを受ける場合の許容曲げ圧縮応力度は、長方形断面の許容値に 10kgf/cm^2 を加えた値とする。

(2) コンクリートの許容引張応力度は、表-4.2.2の値とする。

表-4.2.2 コンクリートの許容引張応力度 (kgf/cm^2)

コンクリートの設計基準強度			600	700	800
応力度の種類					
曲げ引張 応力度	(1) プレストレッシング直後		20	21	22
	(2) 活荷重および衝撃以外の荷重		0	0	0
	主荷重および主荷重に相当する特殊荷重	(3) 床版およびブロック工法におけるブロック継目部の場合	0	0	0
		(4) その他の場合	20	20	20
	(5) 軸引張応力度		0	0	0

(3) コンクリートの許容斜引張応力度は表-4. 2. 3の値とする。

表-4. 2. 3 コンクリートの許容斜引張応力度 (kgf/cm²)

コンクリートの設計基準強度 応力度の種類	600	700	800
(1) せん断力のみまたはねじりモーメントのみを考慮する場合	13	13	13
(2) せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	16	16	16

(4) コンクリートの許容付着応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表-4. 2. 4の値とする。

表-4. 2. 4 コンクリートの許容付着応力度 (kgf/cm²)

コンクリートの設計基準強度 応力度の種類	600	700	800
異形棒鋼	20	20	20

(5) コンクリートの許容支圧応力度は、式(4. 2. 1)により算出する値とする。

$$\sigma_{ba} = (0.25 + 0.05A_c/A_b) \sigma_{ck} \quad \dots\dots\dots (4. 2. 1)$$

$$\text{ただし, } \sigma_{ba} \leq 0.5 \sigma_{ck}$$

ここに、 σ_{ba} ：コンクリートの許容支圧応力度 (kgf/cm²)

A_c ：局部載荷の場合のコンクリート面の全面積 (cm²)

A_b ：局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (cm²)

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

(1) プレストレッシング直後の部材の許容圧縮応力度は、設計基準強度の40%程度とした。この場合、プレストレッシングに生じる圧縮応力度は、その時のコンクリートの圧縮強度の1/1.7を超えないようにするのがよい。なお、その他の応力状態での許容応力度は、設計基準強度の35%に対して5kgf/cm²程度の余裕をもって規定した。

高強度コンクリートのプレストレストコンクリートはり部材の曲げ載荷試験を行った結果、500kgf/cm²を超える高強度コンクリートの場合にも表-4. 2. 1の許容値を用いて設計すれば、従来強度の部材と同程度

のじん性を確保できることが確認されている。

(2) 最近の研究では、コンクリートの曲げ引張強度は、ほぼ圧縮強度の $\sigma_{ck}^{2/3}$ に比例しているが、高強度になるとその増加率が低下する傾向が見られている。よって、従来の定め方を参考にして、700kgf/cm²以上の設計基準強度に対する許容値を低めに規定した。

(3) 従来の許容引張応力度の定め方はコンクリートの（割裂）引張強度を安全係数3で割った値としている。最近の研究では、コンクリートの引張強度も曲げ引張強度と同様に、ほぼ $\sigma_{ck}^{2/3}$ に比例するが、圧縮強度が600kgf/cm²を超えると引張強度はほとんど増加しない実験結果が得られている。よって、700kgf/cm²以上の設計基準強度のコンクリートに対する許容値は600kgf/cm²のものと同じとした。

(4) 従来の考え方に従った。また、丸鋼についての許容付着応力度は、実施例も少ないので本指針（案）では削除した。

(5) 従来の考え方に従った。

4. 3 P C鋼材の許容応力度

P C鋼材の許容応力度は、表-4. 3. 1の値とする。

表-4. 3. 1 P C鋼材の許容引張応力度

応 力 度 の 状 態	許 容 引 張 応 力 度	備 考
(1) プレストレッシング中	0. 80 σ_{pu} あるいは0. 90 σ_{py} のうち 小さい方の値	σ_{pu} : P C鋼材の引張 強さ (kgf/mm ²) σ_{py} : P C鋼材の降伏 点 (kgf/mm ²)
(2) プレストレッシング直後	0. 70 σ_{pu} あるいは0. 85 σ_{py} のうち 小さい方の値	
(3) 設計荷重作用時	0. 60 σ_{pu} あるいは0. 75 σ_{py} のうち 小さい方の値	

P C鋼材の許容応力度は、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋幅の規定によった。

4. 4 鉄筋の許容応力度

鉄筋の許容応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表-4. 4. 1の値とする。

表-4. 4. 1 鉄筋の許容応力度			(kgf/cm ²)	
応力度, 部材の種類		鉄筋の種類	SD295A SD295B	SD345
引張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重あ るいは地震の影響を含まな い場合の基本値	(1) 一般の部材	1, 800	1, 800
		(2) 床版及び支間10m以下の床版橋	1, 400	1, 400
	(3) 荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の 許容応力度の基本値		1, 800	2, 000
	(4) 鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合の基本値		1, 800	2, 000
	(5) 圧縮応力度		1, 800	2, 000

鉄筋の許容応力度は、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編の規定によった。ただし、SR235の規定については、実施例も少ないので本指針（案）では削除した。

4. 5 コンクリートの許容引張応力度の割増し

従荷重および従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合のコンクリートの許容引張応力度は、表-4. 5. 1の値とする。ただし、架設時荷重に架設中の風荷重または地震の影響を考慮する場合の許容応力度は、表-4. 5. 1の値にかかわらず架設時点の条件、架設中の構造系などを考慮して、別途に定めるものとする。

表-4. 5. 1 コンクリートの許容引張応力度 (kgf/cm²)

荷 重 の 組 合 せ	600 以上
(1) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 温度変化の影響 (T)	23
(2) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 風荷重 (W)	28
(3) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 温度変化の影響 (T) + 風荷重 (W)	28
(4) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 制動荷重 (BK)	28
(5) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 衝突荷重 (CO)	—
(6) 活荷重および衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ)	—
(7) 風荷重 (W) のみ	26
(8) 架設時荷重 (ER)	28

従来の考え方に準じた。なお、600kgf/cm²以上の設計基準強度のコンクリートについては、許容値を低めに規定した。

5章 構造細目

5. 1 鋼材の配置

5. 1. 1 鋼材のかぶり

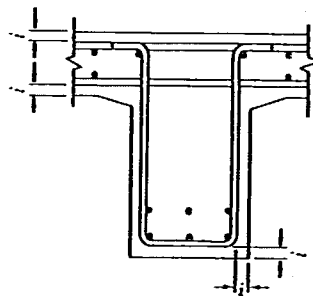
(1) 鋼材のかぶりは、表-5. 1. 1の値以上とする。

(2) 鉄筋のかぶりは、(1) 項の規定によるほか、鉄筋の直径以上としなければならない。

表-5. 1. 1 最小かぶり

(cm)

部材の種類 環境の条件	床版	工場で製作される プレキャストけた 部材
一般の場合	3	2. 5



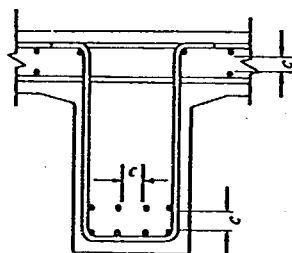
ここに i : 鋼材のかぶり

図-5. 1. 1 鋼材のかぶり

高強度コンクリートの場合、鋼材腐食にかかわる耐塩素イオン浸透圧や中性化に対する抵抗性などがかなり改善されるといわれているが、現時点では、定量的な評価が困難なため、本指針（案）では従来と同様に規定した。

5. 1. 2 鋼材のあき

- (1) プレテンション部材の端部のP C鋼材のあきは、水平、鉛直方向とも、P C鋼材の直径の2.5倍以上とし、かつ、水平方向のあきは、粗骨材の最大寸法の $\frac{4}{3}$ 倍以上としなければならない。
- (2) 主鉄筋およびP C鋼材（シースを含む）のそれぞれのあき、ならびに、主鉄筋とP C鋼材（シースを含む）のあきは、それぞれ4cm以上かつ粗骨材の最大寸法の $\frac{4}{3}$ 倍以上としなければならない。ただし、プレキャスト部材においては、それぞれ2cm以上かつ粗骨材の最大寸法の $\frac{4}{3}$ 倍以上とするものとする。
- (3) 主鉄筋のあきは、(2)の規定によるほか、鉄筋の直径の1.5倍以上としなければならない。



ここに c : 鋼材のあき

図-5. 1. 2 鋼材のあき

- (1) プレテンション部材の端部においては、コンクリートとP C鋼材の間に大きな付着応力が作用するので、コンクリートが十分に締固められ所要の付着応力が発揮できるように、P C鋼材のあきを確保する必要がある。最近の国内外の研究成果により、このあきを、P C鋼材の直径の2.5倍以上とした。
- (2) , (3) 従来の規定に準じた。

5. 2 最小鋼材量

- (1) 部材には、その断面積の0.15%以上の付着のある鋼材を配置することを原則とする。
(2) けたに配置する斜引張鉄筋の最小鉄筋量は、次式に示す値とする。

$$\text{異形棒鋼を用いる場合 } A_w \geq 0.002 \cdot b_w \cdot a \cdot \sin \theta \quad (5.2.1)$$

ここに、 A_w ：間隔 a および角度 θ で配置される斜引張鉄筋の断面積 (cm^2)

b_w ：けたのウェブ厚 (cm)

a ：斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (cm)

θ ：斜引張鉄筋が部材軸となす角度

- (3) 計算上スターラップが必要な場合には、スターラップの間隔は、けたの有効高さの1/2以下で、かつ、30cm以下としなければならない。また、(2)項の規定によるスターラップを配置する場合には、スターラップの間隔は、けた高の1/2以下で、かつ、30cm以下とすることを原則とする。

- (4) 腹部の中間部には、D 13以上の軸方向用心鉄筋を30cm以下の間隔で配置することを原則とする。

- (1)，(2) 従来の規定に準じた。ただし、丸鋼に関する規定を削除した。
(3)，(4) 高強度コンクリートはり部材のせん断による破壊性状がぜい性的になりやすいので、スターラップの配置間隔を厳しく規定した。また、コンクリートの強度が高くなると、せん断による破断面がなめらかになり、骨材のかみ合い効果が低下する傾向にあり、この場合、スターラップや腹部の中間部の軸方向用心鉄筋はひびわれ制御に効果があり、せん断耐力を向上させる効果がある。

付属資料

1. 概要	27
2. 高強度コンクリートのクリープ特性に関する調査	29
3. 高強度コンクリートを用いたP Cはりの曲げ載荷試験	38
4. 高強度コンクリートを用いたP Cはりのせん断載荷試験	66
5. 高強度コンクリートを用いたプレキャスト製P C部材の製造に関する実態調査	78
6. 高強度コンクリートを用いたP C橋桁の設計例	86

1. 概要

この付録には本指針（案）を作成するに当たって行った調査結果（実験、高強度コンクリート部材の製造に関する実態調査）ならびに、本指針（案）を用いた場合の設計例を収録した。

高強度コンクリートを用いた、PC部材の設計指針を作成するに当たり本研究委員会で問題となった点は、

1) コンクリートの材料定数についてどのように設定するか。

2) 高強度コンクリートの許容応力度をどのように設定するか。

3) 高強度コンクリートの製造の実績、配合条件の標準はどの程度か。

4) 高強度コンクリートをPC部材に応用することにより、桁高の縮小などのメリットがどの程度現れるかなどである。

特に議論の対象となった項目は、1) については高強度コンクリートのクリープ係数についてである。コンクリートの圧縮強度の増加にともない、クリープ係数が低下するとの調査結果が報告されており、この効果を考慮した高強度コンクリート部材の試算結果によると、部材の桁高縮小に十分寄与することが示されている。しかし、通常の強度のコンクリートのクリープ係数の設計値は数多くの実験結果に基づいた実績のあるものであり、これを変更するにはクリープ載荷試験を実施し、データの蓄積をはかることが必要であろうとの結論に達した。この議論に基づき高強度コンクリートのクリープ試験を実施した。この結果を付録の第2章に紹介している。

次に問題となった項目はコンクリートの許容応力度の設定、特に圧縮応力度の設定についてである。高強度コンクリートの有効性をもっとも直接的に反映されるのが許容圧縮応力度の値である。許容圧縮応力度が増加すると、断面に配置されるPC鋼材量も増加するので、部材のじん性は低下するおそれがある。本指針（案）では、高強度コンクリートを用いた場合でも部材のじん性が保たれるように配慮することを原則として、許容圧縮応力度の設定を行うこととし、高強度コンクリートを用いたPC部材のじん性の確保について実験的検討により確認する必要性が生じた。3章に収録したPCの曲げ載荷試験はこのような経緯から実施された実験結果並びに検討内容を収録したものである。

また、高強度コンクリートを採用することにより部材断面が縮小すると、部材に作用するせん断力も増加する。このため、適切な高強度コンクリートの負担するせん断力を設定することも重要となる。せん断力に対するコンクリート部材の挙動は複雑であり、理論的な解析が困難な部分でもある。このため、数多くの供試体のせん断載荷試験を実施し、指針（案）に示した設計値の妥当性を確認することとした。付録の4章では、この試験結果について記述している。なお、付録の3章および4章に収録した載荷試験は、平成4年度から6年度にかけて実施されたものであり、詳細な実験報告は、すでに共同研究報告書96号および104号に示しているので、必要に応じこれらの報告書も参照されたい。

また、本指針（案）を運用するに当たり、高強度コンクリートの製造条件やその有効性、設計例が必要になるものと予想される。ここでは、5章に高強度コンクリート部材の製造実績（プレキャスト工場製品）、6章に高強度コンクリートを用いた場合の設計例の紹介により高強度コンクリートを用いたPC部材の採用に当たっての参考を示した。高強度コンクリートのPC部材への応用を検討する際の参考にしていただければ幸いである。

2. 高強度コンクリートのクリープ特性に関する調査

1. 概要

ここでは、高強度コンクリートのクリープ係数を定める上で必要となる資料を得るために実施した持続載荷試験結果を報告する。

2. 既存の研究

コンクリートの強度とクリープの関係について、主な研究結果について示す。

コンクリートの強度が増加すると、一般的には単位応力あたりのクリープひずみ（比クリープ）は小さくなることが示されていて、例えば文献1によると、コンクリートの圧縮強度と単位応力あたりのクリープひずみは反比例関係にあるとしている。（表-1）すなわち、クリープ試験時の持続応力を σ 、クリープひずみを ϵ_c 、コンクリートの圧縮強度を f'_c 、定数を k とすると次式が成立する。

$$f'_c \cdot \frac{\epsilon_c}{\sigma} = k = \text{const.} \quad (1)$$

ここで、コンクリートのヤング係数を E 、弾性ひずみを ϵ_e とすると、式（1）は次のように書ける。

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_e} = k \cdot \frac{E}{f'_c} \quad (2)$$

コンクリートのヤング係数は、圧縮強度が増加するとともに増加するが、比例関係で表されるほどは増加しない。よって、式（2）右辺の (E/f'_c) はコンクリート強度が増加するほど小さくなる。式（2）の左辺はクリープ係数であるから、クリープ係数はコンクリート強度が増加するほど小さくなることがわかる。

図-1はコンクリートの圧縮応力度と比クリープの関係を示したものである。²⁾ここで示されたクリープ試験結果は、載荷期間が60日として得られたものであり、載荷期間がクリープ試験としては短いものである。

コンクリート強度が増加するにつれて、比クリープは小さくなっていること、高強度コンクリートでは乾燥条件の差による比クリープの差がほとんどないことがうかがえる。

また、クリープ係数とコンクリート強度の関係も図-2に示すように比クリープと同様の結果が得られている。

表-1 材令7日で載荷した種々の強度のコンクリートにおける終局比クリープ度

コンクリートの 圧縮強度 (MN/m ²)	終局比クリープ度 (10 ⁻⁶ /MN/m ²)	比クリープ度 と強度との積 (10 ⁻³)
14	203	2.8
28	116	3.2
41	80	3.3
55	58	3.2

図-3は載荷材齢が600日と長期クリープ試験を実施して得られた、コンクリート強度と比クリープの関係を示している。この場合もコンクリート強度が増加するとともに比クリープは小さくなっている。

以上は主な海外での調査結果を示したものである。次に、国内の高強度コンクリートのクリープに関する調査研究結果について紹介する。

長瀧・米倉による研究では、単位セメントペースト量あたりの比クリープは、コンクリート強度とともに低下していることが明らかにされている。また、水中で実施したクリープひずみと、気中の乾燥条件で実施したクリープひずみを比較し、コンクリート強度が大きくなるほど、両者の差（乾燥クリープ）は小さくなることを示している。

また、養生方法の影響についても言及していて、蒸気養生を行った場合は、通常の養生を行ったコンクリートに比べてわずかにクリープは小さく、オートクレープ養生を行った場合、クリープはかなり小さくなることを明らかにしている。

以上の研究結果から、高強度コンクリートの比クリープおよびクリープ係数は、通常の強度のコンクリートと比較して小さくなること、ただし、クリープ進行中の環境条件によっては、両者の差がほとんどないことがわかる。

3. 高強度コンクリートのクリープ載荷試験

3. 1 実験の概要

クリープ試験の供試体本数は全部で11本であり、コンクリートの圧縮強度の目標値は、400kgf/cm²と800kgf/cm²の2通りとした。コンクリートのクリープひずみは、一般的に応力作用時の材齢および乾燥条件に大きく依存することが知られている。ここでは、高強度コンクリートをPC部材に応用した場合を考え、

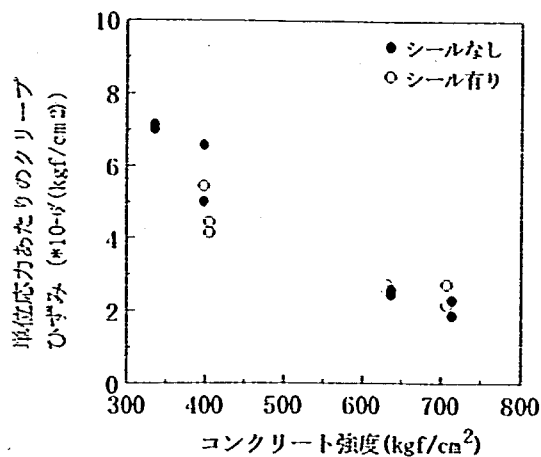


図-1 コンクリート強度と比クリープの関係²⁾

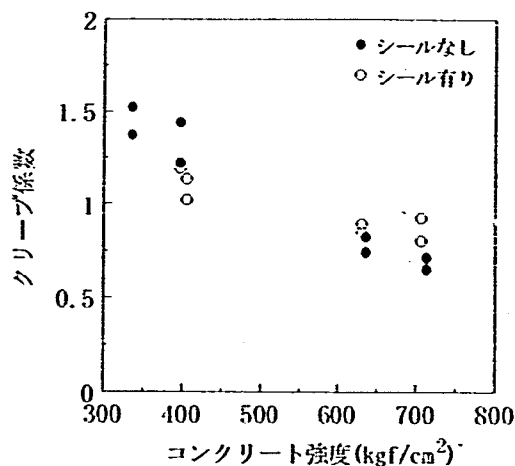


図-2 コンクリート強度とクリープ係数の関係²⁾

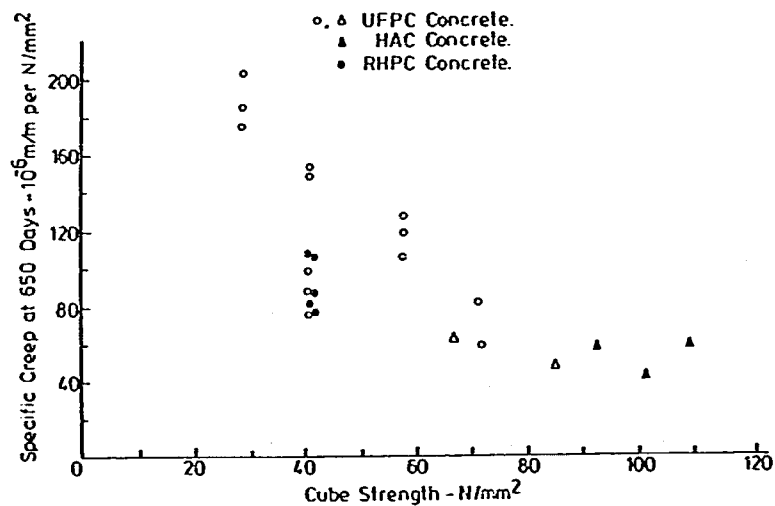


図-3 コンクリート強度と比クリープの関係³⁾

一般的なプレストレス導入材齢に近くなるよう、蒸気養生後材齢3日で載荷開始したものを主とした。ただし、一般のコンクリートでは普通セメントを用いた場合材齢28日、早強セメントを用いた場合材齢7日を標準としているので、標準養生を行いそれぞれ材齢28日・7日のものも条件に加えた。条件設定およびコンクリートの配合条件を表-2、表-3に示す。

表-2 供試体の製作条件

供試体番号	圧縮強度の 目標値	載荷開始 材齢	養生条件	セメント 種類	シール 条件
1、2、3	800kgf/cm ²	3日	蒸気養生	早強セメント	なし
4、5、6	400kgf/cm ²	3日	蒸気養生	早強セメント	なし
7	800kgf/cm ²	28日	標準養生	普通セメント	なし
8	800kgf/cm ²	7日	標準養生	早強セメント	なし
9	800kgf/cm ²	3日	蒸気養生	早強セメント	有り
10	400kgf/cm ²	28日	標準養生	普通セメント	なし
11	400kgf/cm ²	3日	蒸気養生	早強セメント	有り

表-3 コンクリートの配合条件

供試体番号	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)			
			水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G
1,2,3,8,9	32	38.5	165	516	653	1,056
7	32	38.5	165	516	655	1,058
4,5,6,11	60	47	165	275	892	1,017
10	60	47	165	275	893	1,019

供試体1～3と4～6は実際のPC部材に最も近い条件のものであり、実験結果は特に重要な意味を持つと考えらる。測定結果に極力ばらつきが含まれないようするため、それぞれ同一条件に設定し、実験結果は3本の平均値を採用することとした。表-2のシール条件とは、クリープ試験実施中のコンクリートの乾燥を防止するための措置を行ったかどうかを示している。シールの方法はコンクリート表面にエポキシ系樹脂をコーティングすることにより行った。

クリープ載荷試験には15cm×15cm×50cmの角柱供試体を用いた。供試体中心にはφ48mmの孔をあけ、ここにPC鋼材を通し、このPC鋼材を外部から手動油圧ジャッキにより緊張することにより、供試体に圧縮力を導入した。クリープ・乾燥収縮により持続荷重作用中にコンクリート圧縮ひずみが増加するので、荷重の変動を随時モニターし、荷重の低下が生じると、再度ジャッキによりPC鋼材を緊張した。供試体は直列に3本連結して（一部は2本）載荷した。導入された圧縮荷重は端部にセットしたロードセルにより計測した。供試体のひずみは、コンクリート中に埋めこんだひずみ計により行った。供試体寸法および載荷方法を

図-4、5に示す。

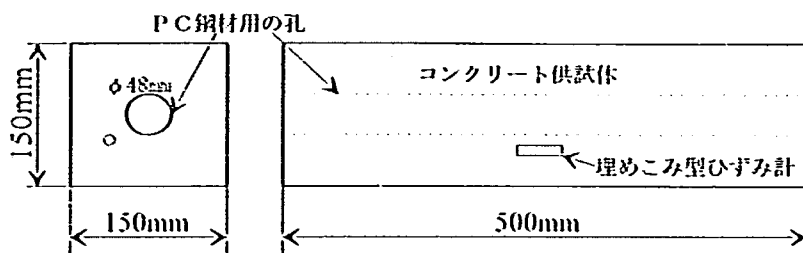


図-4 クリープ試験用コンクリート供試体

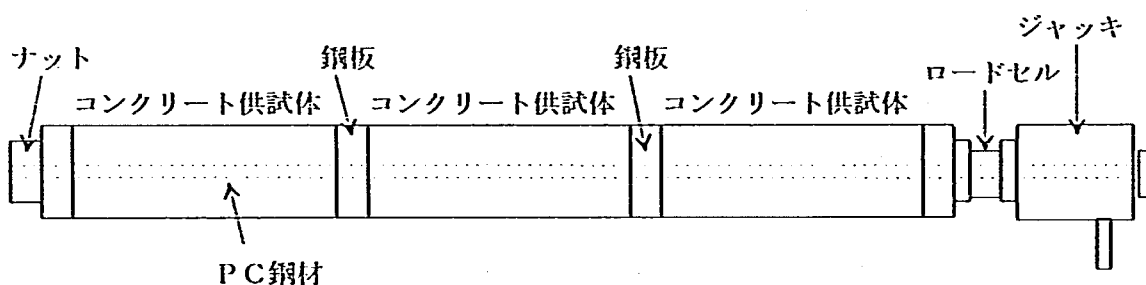


図-5 載荷方法

表-4にクリープ試験開始時のコンクリートの圧縮強度ならびにヤング係数を示す。

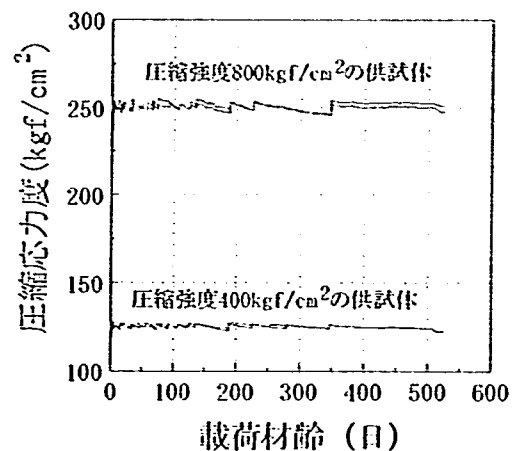
表-4 コンクリート強度およびヤング係数の試験値

供試体番号	目標圧縮強度 (kgf/cm ²)	載荷開始材齢 (日)	圧縮強度 測定値 (kgf/cm ²)	ヤング係数 測定値 (kgf/cm ²)
1,2,3,9	800	3	729	3.40×10^5
4,5,6,11	400	3	323	2.51×10^5
7	800	28	931	4.01×10^5
8	800	7	794	3.51×10^5
10	400	28	352	2.70×10^5

一般の実P C構造物のコンクリートに常時作用する圧縮応力は、最大でもコンクリート強度の約1/3であること、またこの範囲内であれば線形クリープであり作用応力レベルによるクリープ係数の変化が非常に小さいことをふまえて、圧縮強度の1/3を目標に載荷荷重を決定した。ただし表-4に示すように、クリープ試験開始時点でのコンクリート強度は必ずしも目標強度とは等しくない。ここでは、目標強度が800kgf/cm²の高強度コンクリートについては、載荷直前の圧縮強度が750kgf/cm²であったと仮定し、この1

／3である250kgf/cm²の圧縮応力が作用するように
 載荷荷重を決定した。目標強度が400kgf/cm²のコン
 クリート供試体のについては、その1／2
 (125kgf/cm²)になるように載荷荷重を決定した。

なお、持続載荷試験により単位応力あたりのク
 リープひずみを算出するためには、持続載荷試験中
 の荷重の変動を極力抑える必要がある。図－6は試
 験中に供試体に導入されていた平均圧縮応力度を示
 したものである。この結果から、供試体に作用する
 圧縮応力度は一定であると考えて差し支えないもの
 と判断した。



図－6 持続圧縮応力度の履歴

3. 2 クリープひずみの算出方法

持続載荷試験によって単位荷重あたりのクリープひずみを算定するためには持続載荷試験で測定される
 コンクリートのひずみは、弾性ひずみ・乾燥収縮ひずみ・温度ひずみ・クリープひずみの4つのひずみ成分
 から構成されていると考える。すなわち、

$$(\text{計測ひずみ}) = (\text{弾性ひずみ}) + (\text{乾燥収縮ひずみ}) + (\text{温度ひずみ}) + (\text{クリープひずみ})$$

とする。このため、クリープひずみは計測ひずみから弾性ひずみ・乾燥収縮ひずみ・温度ひずみを差し引く
 ことにより求められる。

弾性ひずみは、供試体に作用している圧縮応力度をコンクリートのヤング係数で除して求められる。コン
 クリートのヤング係数は持続載荷期間にわずかに増加しているはずであるので、正確な弾性ひずみを求める
 にはヤング係数の変動を追跡する必要がある。しかし、表－3に示したとおり、コンクリートの圧縮強度は
 載荷開始時点でほぼ目標強度に達していて、以後の強度増進があまり大きくないと考えられ、ヤング係数の
 変動も小さいと考えられる。したがって、弾性ひずみは各時刻における載荷荷重と載荷開始時点でのコンク
 リートのヤング係数を用いて算出することとした。

コンクリートの乾燥収縮ひずみは、クリープ試験で用いた供試体と同一形状（ただし、PC鋼材用の孔は
 ない）の供試体に埋め込み型ひずみ計を設置し、これによる測定値を用いた。

コンクリートの持続載荷試験は恒温恒湿室で実施したが、若干の温度・湿度の変化があった。温度変化に
 よるコンクリート供試体のひずみの変化は、コンクリートの線膨張係数を $1.0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ と仮定して算出
 した。

3. 3 クリープひずみの測定結果

得られた各供試体のクリープひずみの履歴を図-7に示す。クリープ開始から約500日を経過した時点で、クリープひずみはほぼ収束しているが、供試体10、11のクリープひずみの増加速度は、他の供試体よりも大きく、クリープが収束していないと考えられる。

図-8は載荷材齢50日の時点で、単位応力あたりのクリープひずみを求め、図-1に示した文献2の実験結果と比較したものである。クリープ試験中の乾燥条件が必ずしも同一ではなく、またコンクリートの配合条件も異なっているため、必ずしも厳密な比較は不可能であるが、両者はおおむね同程度の値を示していることがわかる。以上の結果から、今回の実験においても比クリープはコンクリート強度が大きくなるに従い、小さくなる傾向にあることが確認された。

図-9. 1～図-9. 2には、クリープひずみを載荷開始時点での弾性係数を用いた弾性ひずみで除して求められるクリープ係数の結果を示す。両者を比べると明らかなように、高強度コンクリートにおいてクリープ係数が小さくなっている。

表-5には、524日経過後のクリープ係数の実測値と土木学会コンクリート標準示方書設計編に示されている設計用値を合わせて示した。示方書には材齢4日以前のクリープ係数の値が示されていないが、4日以前に載荷を開始した場合も、材齢4日で開始したものとした。この値を表-4の示方書規定値(1)の欄

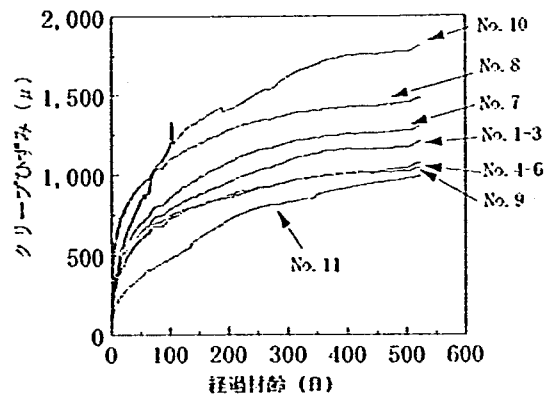


図-7 クリープひずみの測定結果

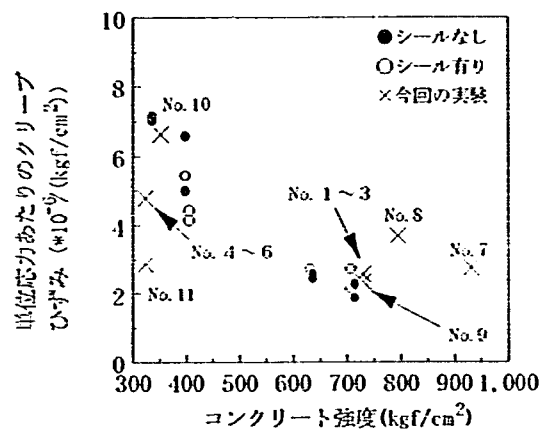


図-8 コンクリート強度と比クリープの関係

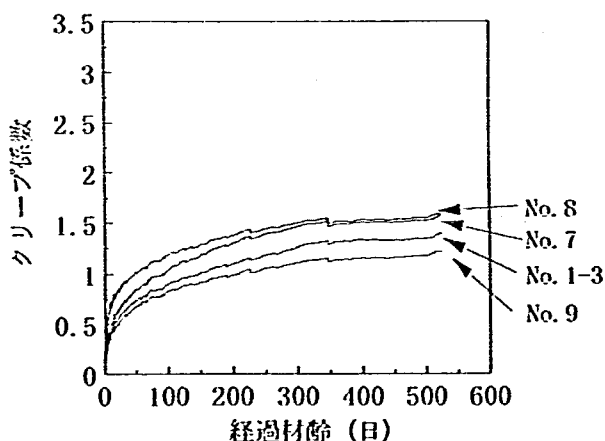


図-9. 1 クリープ係数の履歴
(コンクリート強度800kgf/cm²)

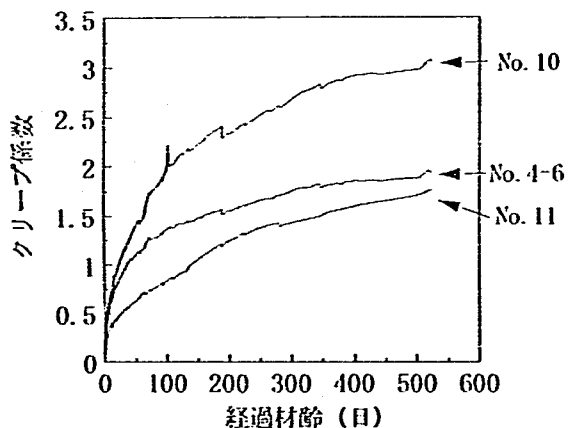


図-9. 2 クリープ係数の履歴
(コンクリート強度400kgf/cm²)

に示す。示方書規定値（２）の欄には、材齢２８日に持続荷重が作用しはじめた場合のクリープ係数を示す。

コンクリートの目標強度が 800kgf/cm^2 の高強度コンクリートは、 400kgf/cm^2 のものに比べ、クリープ係数は小さい値をとっている。また、高強度コンクリートおよび通常強度のコンクリートいずれも、早強セメントを用いて蒸気養生を行い材齢３日で試験を開始した場合の方が、普通セメントを用いて標準養生を行って２８日材齢で試験を開始した場合のクリープ係数の実測値および材齢２８日を想定した示方書規定値よりも小さかった。

以上のことから、高強度コンクリートは通常強度コンクリートに比べ、クリープ係数は小さくなること、また、蒸気養生を行いクリープ荷重を受けはじめるときのコンクリート強度が十分発現している場合は、載荷開始材齢が小さくても２８日試験開始で得られるクリープ係数を用いることができると言える。

ここで、供試体１～３および４～６についてみると、強度の大きい供試体１～３の方がクリープ係数が小さくなっているものの、コンクリート強度の差によるクリープ係数の差と、示方書規定値との差を比べると、示方書規定値との差の方が大きくなっている。高強度コンクリートのクリープ係数の設計値は、この実験で得られたクリープ係数の実測値からは通常のコンクリートに比べて小さく設定することも可能であるが、配合条件やコンクリートのおかれる環境条件の相違をすべて包含した安全率を加味することを考えれば、通常強度のコンクリートよりも小さい値を設定することは現段階では必ずしも好ましくないといえる。

表－５ ５２４日経過後のクリープ係数

供試体 番号	コンクリート強度 目標値 (kgf/cm^2)	クリープ 係数 実測値	示方書 規定値 (１)	示方書 規定値 (２)	開始材齢および 養生方法（セメント種類）
１～３	８００	１．４０	４．０	２．８	３日・蒸気（早強）
４～６	４００	１．９３	４．０	２．８	３日・蒸気（早強）
７	８００	１．５８	３．１	３．１	２８日標準（普通）
８	８００	１．６０	４．０	２．８	７日標準（早強）
９	８００	１．２２	２．６	２．０	３日蒸気（早強）
１０	４００	３．０７	３．１	３．１	２８日標準（普通）
１１	４００	１．７５	２．６	２．０	３日蒸気（早強）

なお、クリープ載荷試験中に供試体の乾燥を防止した供試体９・１１は、乾燥を防止していない供試体１～３・４～６に比べ小さくなっていて、乾燥条件の相違がクリープ係数の実験結果に影響があることが確認された。ただし、乾燥条件の差がクリープ係数に及ぼす影響は、示方書規定値から予測されるほど大きくはなっていなかった。

次に、供試体１～３、４～６、９、１１の乾燥収縮の試験結果を図－１０に示す。なお、図中には阪田によって提案された、乾燥収縮の予測式による計算結果⁶⁾を示す。この予測式には環境条件として供試体が置

かれる雰囲気の相対湿度が必要となるが、ここでは70%と仮定して計算を行った。供試体1～3と4～6を比べると、乾燥収縮ひずみはほとんど同一であり、コンクリート強度が変化しても乾燥収縮にはほとんど影響が出ないことがわかる。これは、供試体1～3と4～6では、水セメント比は異なるものの単位水量は同一であったためであると考えられる。

一方、シーンを施した供試体9、11の乾燥収縮は、初期材齢においては乾燥を防止していない供試体に比べ小さかったものの、材齢500日あたりでは、乾燥を防止していない場合とほとんど同一の収縮量となっていた。このことから、この実験で採用したシーン方法では、短期的にはある程度乾燥を防止する効果があったものの、長期的にみると乾燥を十分防止できなかったと考えられる。

先に示したクリープ試験結果において、シーリングを行った供試体のクリープ係数が、シーリングを行わなかった供試体のクリープ係数とあまり変わらない結果となっていたが、この原因はシーリング効果が十分ではなかったためであると考えられる。

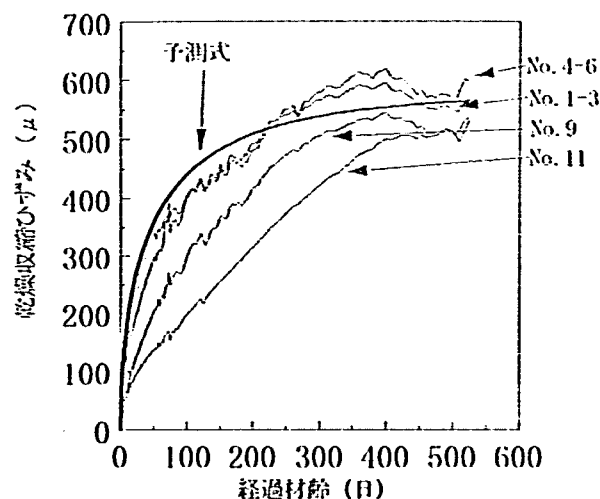


図-10 乾燥収縮の測定結果

4. まとめ

以上の検討結果から次の結論が得られる。

1) 高強度コンクリートのクリープ係数は、通常強度のコンクリートのクリープ係数と比べて乾燥条件にかかわらず小さくなる。しかし、蒸気養生を行った場合はその差はわずかであり、高強度コンクリートのクリープ係数の設計値を従来の強度のコンクリートよりも大幅に低下させるまでには至らない。

2) 蒸気養生を行って、持続荷重作用開始時点でのコンクリート強度が、材齢28日強度とほぼ同等になっていた場合は、クリープ係数の設計用値として、材齢28日載荷開始とみなしたクリープ係数を用いてもよい。

3) 高強度コンクリートであっても、単位水量が同一の配合では、乾燥収縮はあまり変わらない。

従って、指針(案)では、高強度コンクリートのクリープ係数および乾燥収縮に関する設計用値は、従来と同一の値を採用することとした。

1) ネビル：コンクリートの特性

2) Ali S. Ngab, Arthur H. Nilson, Floyd O. Slate; Shrinkage and Creep of High Strength Concrete, Journal of ACI, 1981, pp.255-pp.261.

3) R.N.Swamy; High-Strength Concrete- Material Properties and Structural Behavior, ACI SP-87, 1985, pp.119-pp.146.

- 4) 長滝重義、米倉亜州夫：高強度コンクリートの乾燥収縮及びクリープの特性、コンクリート工学、Vol. 20, No. 4, 1982年3月, pp. 75-87.
- 5) 近藤時夫：高強度コンクリートの諸性状に関する研究、土木学会論文報告集、第263号、1977年7月、pp. 121-134.
- 6) 阪田憲次：コンクリートの乾燥収縮およびクリープの予測、コンクリート工学Vol. 31, No. 2, 1993年2月、pp. 5-14.

3. 高強度コンクリートを用いたPCはりの曲げ載荷試験

1. まえがき

現行の設計指針では、PCあるいはRCはり部材の、曲げ荷重に対する終局時の照査は、終局曲げ抵抗モーメントに基づいて行われている。終局曲げ抵抗モーメントの算定の際に用いられるコンクリートの応力ひずみ関係は、応力最大時までは放物線などの単調増加曲線で、最大応力時以上のひずみ領域においては、材料定数として規定された終局圧縮ひずみに至るまで最大応力が発揮されると仮定されるのが一般的である。

しかし、高強度コンクリートの圧縮応力に対する破壊は図-1に示すようにぜい性的であり、上記のように設計で想定しているコンクリートの応力ひずみ関係が高強度コンクリートについてもそのまま満足されているかは疑問が残るところである。このような理由から、設計基準強度が 50.0 kgf/cm^2 のコンクリートを対象とした設計方法をそのまま高強度コンクリート部材の設計に適用すると、終局曲げ抵抗モーメントを過大評価する危険性があると予想される。

一方、高強度コンクリートのぜい性的な性質は、部材の曲げ変形性能を低下させることにもつながる。桁などの上部構造では、終局時の曲げ荷重に対する照査は断面力照査であり、変形性能そのものは照査項目に含まれておらず、変形性能の低下が直接的な設計上の問題点とはならない。ところが、高強度コンクリートを用いた部材の設計法の確立に際し、高強度コンクリート部材も従来の強度を用いた部材と同等の変形性能が確保されるべきであろう。このためには、部材のじん性の確保のためには引張鋼材量の制限が重要であり、引張鋼材量と密接な関連を持つコンクリートの許容圧縮応力度の設定値に十分な配慮が必要であることを示す。すなわち、高強度コンクリート部材の許容曲げ圧縮応力度の規定は、

- 1) 過大な圧縮応力が常時作用することにより、過大なクリープ変形が生じることを防止すること
- 2) 大きな軸圧縮力による縦ひび割れを防止すること

等を念頭に置いて定められているが、さらに許容応力度を適切に設定することにより、配置される引張鋼材量を制御し、部材に十分な変形性能を確保することも重要な点である。

変形性能に関する安全率を大きくするためには、許容応力度を抑制し、部材に配置される引張鋼材量を抑制するような設計方法を採用すればよい。高強度コンクリートのぜい性的な性質も、許容圧縮応力度を低く設定すれば、曲げ変形性能は十分に確保されるであろう。

しかし、曲げが卓越する一般的なはり部材では、終局曲げ抵抗モーメントはコンクリート強度よりもむしろ、配置されている鋼材量に大きく依存する。このため、許容圧縮応力度を低く設定し引張鋼材量を抑

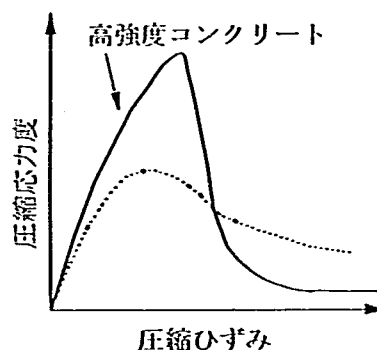


図-1 コンクリートの応力ひずみ関係の比較

制することは終局時の曲げ抵抗モーメントを小さくすることにもつながり、高強度コンクリートを利用するメリットが半減するのも事実である。

曲げ部材のじん性の確保と終局曲げ強度の向上は本来相反するものであり、両者がともに満足されることはない。許容応力度は、工学的判断に基づき部材のじん性と曲げ終局強度が適切なバランスをもって確保されるよう設定されるべきものである。高強度コンクリートの許容圧縮応力度の設定に当たっては、設計規準強度が 500kgf/cm^2 以下の従来のコンクリート部材と同等のじん性を確保した上で、高強度コンクリートのメリットを十分引き出すことを目指すべきであろう。

ここでは、以上の考え方に基づき、高強度コンクリート部材の許容曲げ圧縮応力度の合理的な設定値を明らかにするための検討を行った。

このためには、高強度コンクリートを用いた曲げ部材の、終局時における圧縮域コンクリートの応力分布あるいは終局時のひずみ性能を明確にしておかなければならない。ところが、これらについてはこれまでの調査研究によって必ずしも統一的な結論が得られているとはいえない状況にある。たとえば、文献1)では高強度コンクリートがぜい性的であるかどうかの問いに対しY e sともいえるしN oともいえ、その理由として、材料としてのじん性と、これを用いた曲げ部材としてのじん性は区別されるべきであると述べられている。すなわち、高強度コンクリートは材料単体としてのじん性は確かに低下するものの、引張鋼材量が同一であれば高強度コンクリートを用いた方が部材としてはじん性が向上するとしている。文献2)では、釣り合い鉄筋比に対する鉄筋比が一定であれば、コンクリート強度に関わらず部材断面のじん性は一定になることを計算により導いている。釣り合い鉄筋比はコンクリート強度が上昇するにつれて大きくなるので、同一鉄筋比ではコンクリート強度が大きいほどじん性は大きくなる。文献3)では過鉄筋の場合をのぞいて、高強度コンクリート部材と通常強度のコンクリート部材では大差がないとしている。文献4)では高強度コンクリート部材ではじん性は低下するとしている。このように、高強度コンクリートを用いた曲げ部材の変形性能については、必ずしも画一的な結論が得られていない状況にあるものと考えられる。

この問題について明確な結論を得るためには、破壊に至るまでのコンクリートの応力ひずみ関係・ストレスブロックに関する詳細な調査が必要となる。終局時のコンクリートの応力ひずみ関係に関する調査研究については、例えば文献5) 6)でもふれられているとおりにかなり古くから行われていて、現在の設計指針で用いられてるコンクリートの応力ひずみ関係もこれらの研究結果に立脚したものである。ところが、これらの研究が行われている当時は、部材の曲げ終局強度の推定の高精度化を目指した応力ひずみ関係(終局圧縮ひずみ)の提案が主眼となっていて、必ずしも変形性能の観点からは捉えられてこなかったものと考えられる。文献6)でも述べられているが、コンクリートの終局圧縮ひずみ ϵ_u が終局曲げ強度に及ぼす影響は軸圧縮力の偏心が小さい柱部材を除くとあまり大きくはない。これに対し、曲げ変形性能は ϵ_u の影響を強く受けるので、よりの確に評価する必要がある。ところが、 ϵ_u は文献5)に示されているとおり、必ずしも材料定数ではなく、コンクリートの応力状態や部材断面に配置されている鋼材量などによっても変化する。

高強度コンクリート部材のコンクリートの応力ひずみ関係・ストレスブロックについては、これまで幾つかの研究例が報告されているが、上記の問題点を総て考慮したものはほとんど存在しないのが現状である。

ここでは、高強度コンクリートを用いたP C部材の曲げ載荷試験を実施し、変形性能を確認するとともに、圧縮域コンクリートの応力ひずみ分布を推定し、高強度コンクリートの材料特性とこれを持ちいたP C部材の曲げ変形性能の関連性について検討を行った。また、この検討結果に基づき部材断面の曲げ変形性能を計算によって求め、従来の強度のコンクリートを用いた部材に対し曲げ変形性能を低下させない範囲でどの程度まで圧縮応力度が許容しうるか明らかにした。

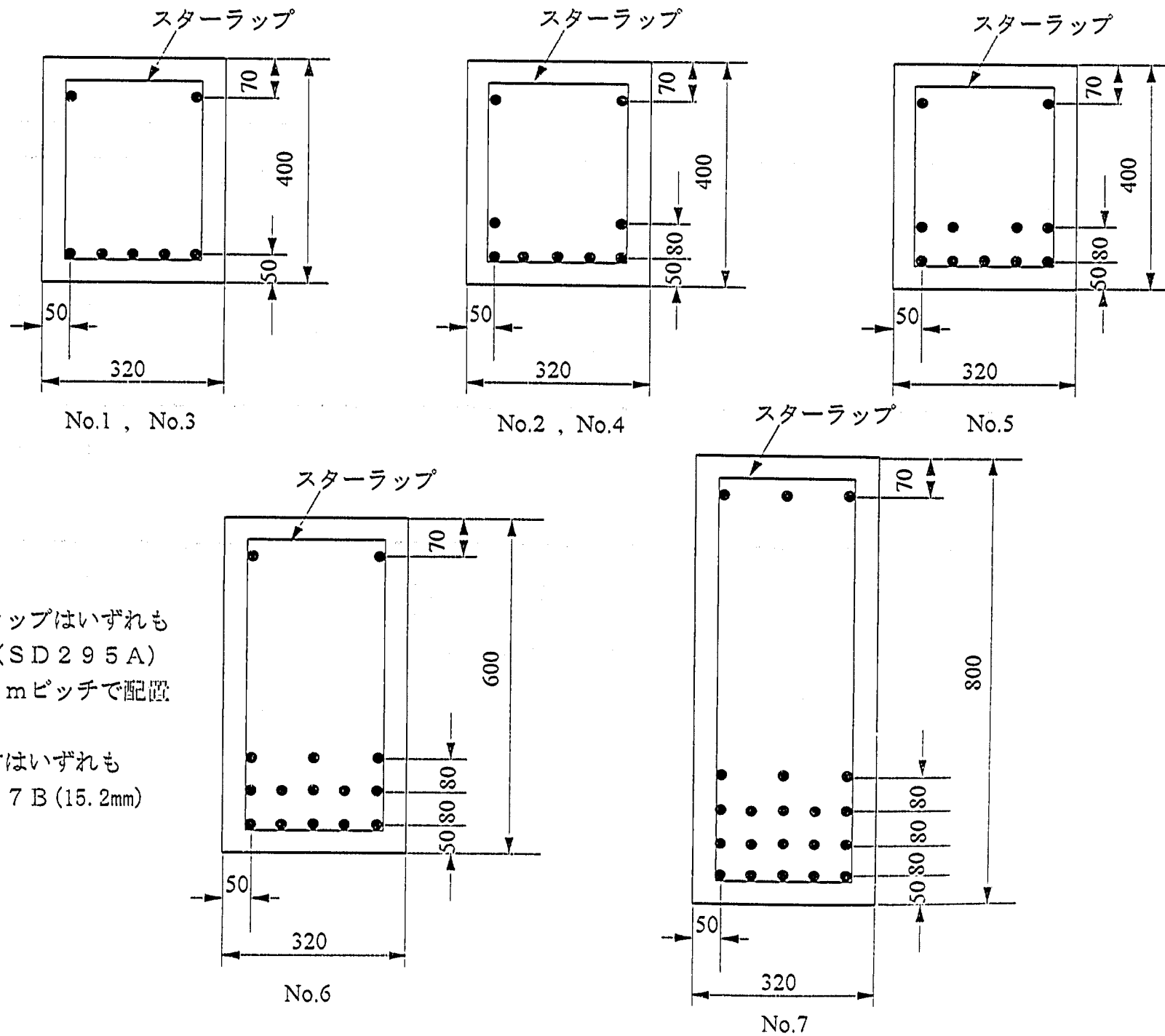
以下にその実験概要ならびに検討結果を示す。

2. 高強度コンクリートP Cはり部材の曲げ載荷試験

実験を行った供試体はプレテンションタイプのP Cはり部材で、コンクリートの設計基準強度は 400kgf/cm^2 、 600kgf/cm^2 、 800kgf/cm^2 、の3通りとし、供試体数は全部で7体とした。各供試体の設計基準強度が保てるよう、表-1に示す示方配合を定めた。プレストレスの導入は、コンクリート打ち込み・養生後に材齢1～3日で行った。導入するプレストレスは、断面上縁に生じる応力度が0、断面下縁に生じる応力度は、既存の設計基準・指針類を参考にして、表-2のように設定した。供試体の断面寸法ならびに配置された鋼材量を表-3に示す。供試体の諸元を図-2に示す。載荷方法を図-3に示す。

表-1 コンクリートの示方配合表

供試体 番号	目標強度 (kgf/cm^2)	粗骨材 最大寸 法(mm)	水セ メント 比(%)	細骨材 率 (%)	水 (kg/m^3)	セメン ト (kg/m^3)	細骨材 (kg/m^3)	粗骨材 (kg/m^3)
No.1	400	20	39	43	164	420	751	1034
No.2	600	20	32	39	160	500	659	1071
No.3	800	20	26.6	38	144	540	650	1089
No.4	800	20	26.6	38	144	540	650	1089
No.5	800	20	26.6	38	144	540	650	1089
No.6	800	20	26.6	38	144	540	650	1095
No.7	800	20	26.6	38	144	540	650	1095



スターラップはいずれも
D10 (SD295A)
で20cmピッチで配置

PC鋼材はいずれも
SWPR7B (15.2mm)

図-2 各供試体の断面図

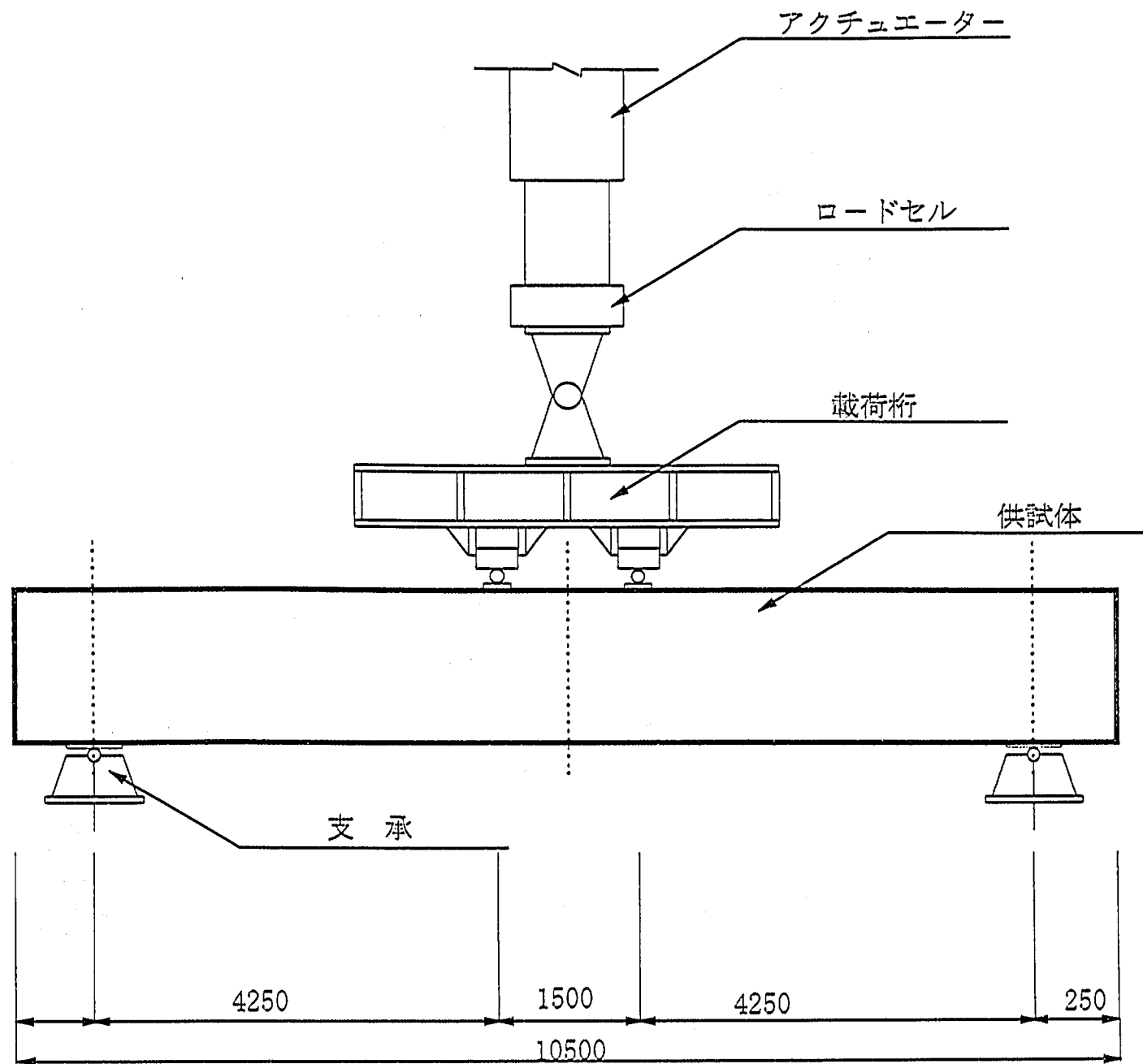


図-3 載荷方法 (単位: mm)

表－２ 長方形断面のＰＣ部材においてプレストレス直後に許容されるコンクリートの圧縮応力度の基準値と供試体設定値（単位はkgf/cm²）

規 準 名	コンクリートの設計基準強度				
	300	400	500	600	800
道路橋示方書 Ⅲ ⁷⁾	150	190	210	-	-
ＰＣ標準示方書 ⁸⁾	150	190	210	230	-
高強度コンクリート設計施工指針（案） ⁹⁾	-	-	-	230	260
供試体下縁に導入される有効プレストレスによる圧縮応力度		186(No.1)		231(No.2)	188(No.3) 231(No.4) 278(No.5) 281(No.6) 287(No.7)

表－３ 断面諸元とＰＣ鋼材配置量

供試体番号	断面幅 (cm)	有効高さ (cm)	引張PC鋼材 (本) []内は圧縮側	引張鋼材比 (%)
No.1	32	35	5 [2]	0.62
No.2	32	35	7 [2]	0.87
No.3	32	35	5 [2]	0.62
No.4	32	35	7 [2]	0.87
No.5	32	35	9 [2]	1.11
No.6	32	48.2	13 [2]	1.17
No.7	32	64.3	18 [3]	1.21

3. 実験結果

3. 1 材料試験結果

表－4、表－5に載荷試験に用いたコンクリートおよびP C鋼材の材料試験結果を示す。

表－4 コンクリートの材料試験結果

供試体番号	圧縮強度 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 × 10 ⁵ (kgf/cm ²)	応力ひずみ関係式 (ただし ϵ はひずみ [μ])
No.1	594	47.4	3.12	$\sigma = 0.350\epsilon - 0.000043\epsilon^2$
No.2	810	41.5	3.52	$\sigma = 0.387\epsilon - 0.000037\epsilon^2$
No.3	856	54.6	3.78	$\sigma = 0.405\epsilon - 0.000033\epsilon^2$
No.4	960	40.5	3.69	$\sigma = 0.402\epsilon - 0.000040\epsilon^2$
No.5	900	51.4	3.70	$\sigma = 0.393\epsilon - 0.000027\epsilon^2$
No.6	804	44.2	3.88	$\sigma = 0.350\epsilon - 0.000043\epsilon^2$
No.7	800	42.2	3.80	$\sigma = 0.350\epsilon - 0.000043\epsilon^2$

表－5 P C鋼材の引張応力ひずみ関係の試験結果

供試体番号	断面積 (mm ²)	$\epsilon_p < 0.7\%$	$\epsilon_p \geq 0.7\%$
No.1～No.7	140.79	$\sigma_p = 1.967 \times 10^6 \epsilon_p$	$\sigma_p = 1.377 \times 10^6 + 4520 * (1.0 - \exp((-429.5) * (\epsilon_p - 0.007)))$

コンクリートの応力ひずみ関係式は、圧縮応力がピークに達するまで有効であり、応力下降域については、破壊が急激であったため、計測が不可能であった。供試体の曲率－曲げモーメントの関係の解析では、表－4に示した応力ひずみ関係を用いた。一方、P C鋼材の公称断面積は138.7mm²であるが、実測の結果は140.79mm²であり、解析には実測によって得られた断面積を用いることとした。図－4. 1および図－4. 2に、コンクリートおよびP C鋼材の応力ひずみ関係の実測値と、表に示した応力ひずみ関係の回帰曲線を示す。

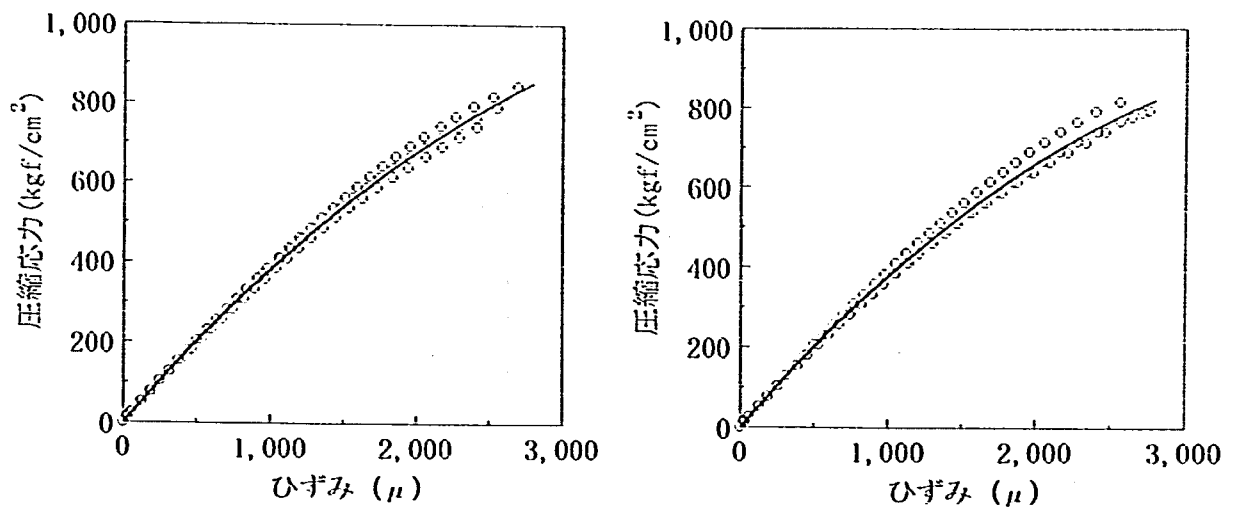


図-4. 1 コンクリートの応力ひずみ関係 (左: 供試体No.6、右: 供試体No.7)

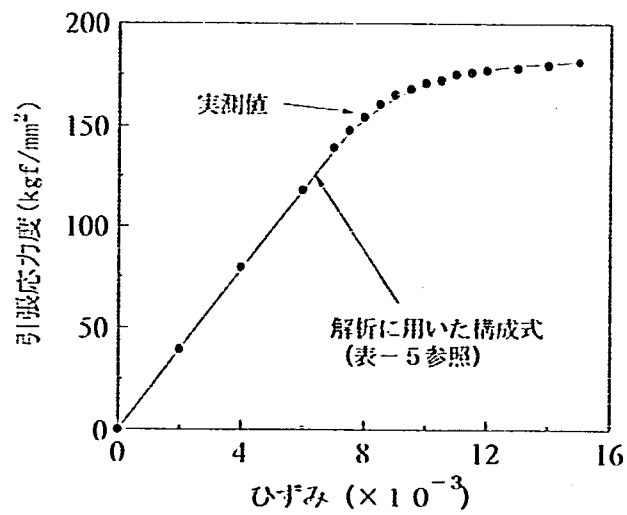


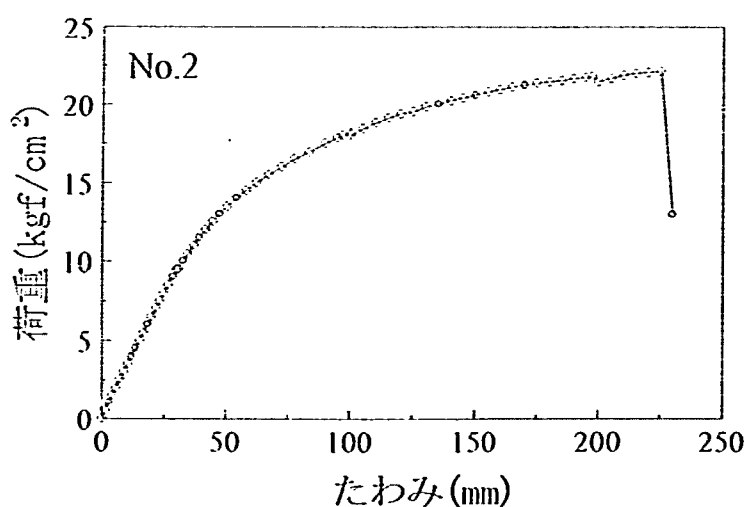
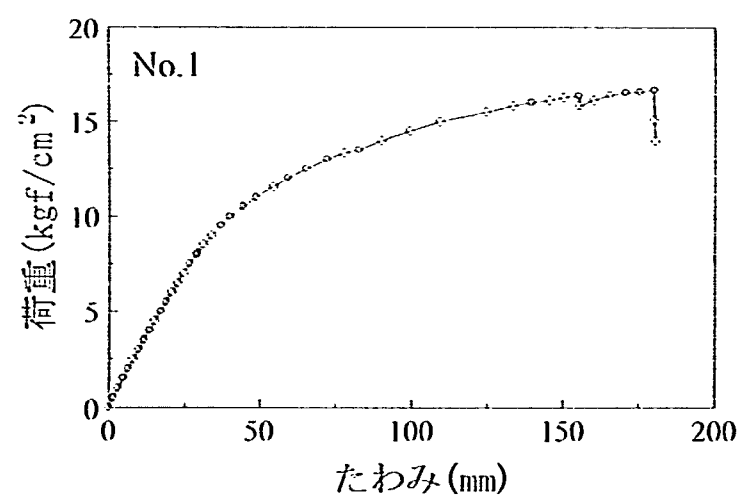
図-4. 2 PC鋼材の応力ひずみ関係

3. 3 曲げ載荷試験結果

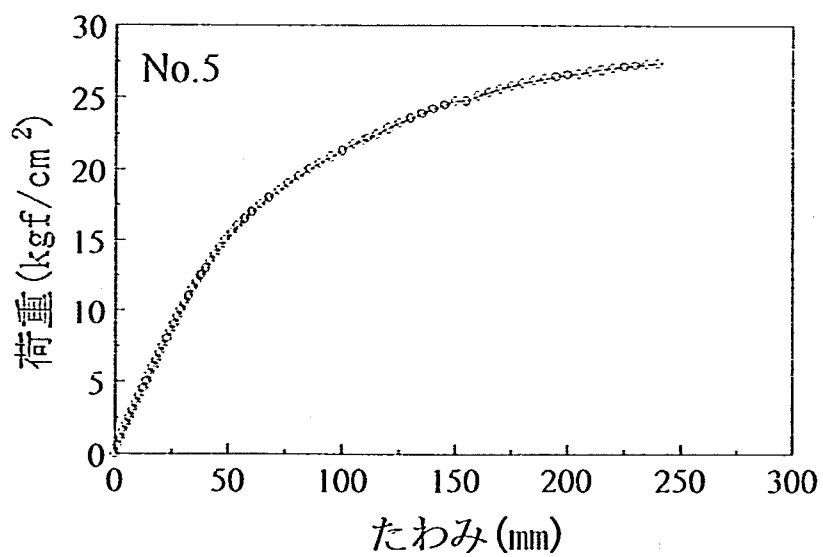
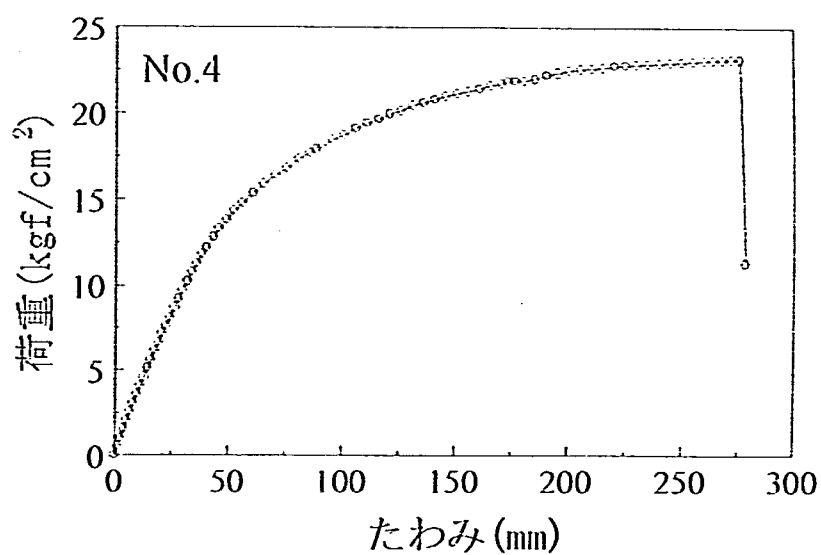
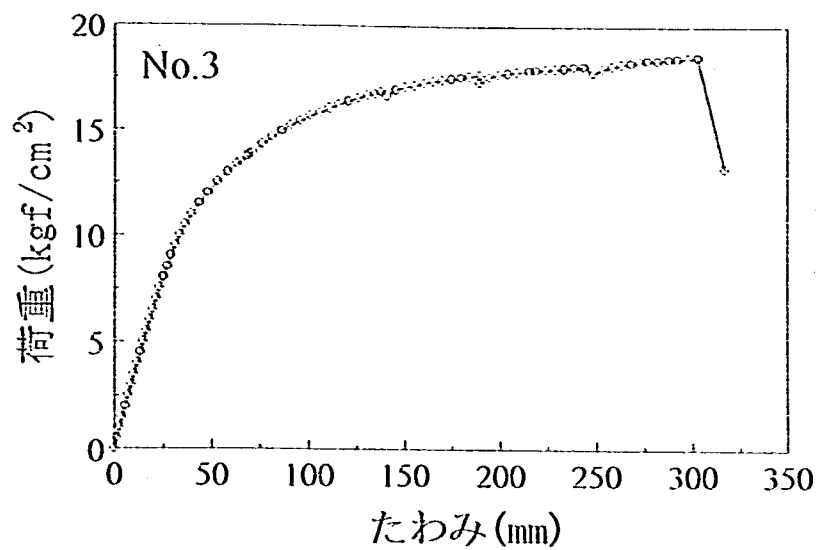
表－6には供試体の載荷試験結果を示す。図－5に各供試体の、スパン中央における変位と曲げ荷重の関係を示す。

表－6 載荷試験結果

供試体番号	ひび割れ発生時		終局時	
	荷重(tonf)	たわみ(mm)	荷重(tonf)	たわみ(mm)
No.1	8.07	29.06	16.67	180.45
No.2	9.44	30.07	22.13	225.56
No.3	8.01	24.31	18.51	306.30
No.4	10.24	31.59	23.14	276.25
No.5	12.49	37.76	27.34	240.29
No.6	29.54	25.63	60.00	125.16
No.7	50.08	17.48	113.51	106.15



図－5 各供試体の荷重たわみ関係



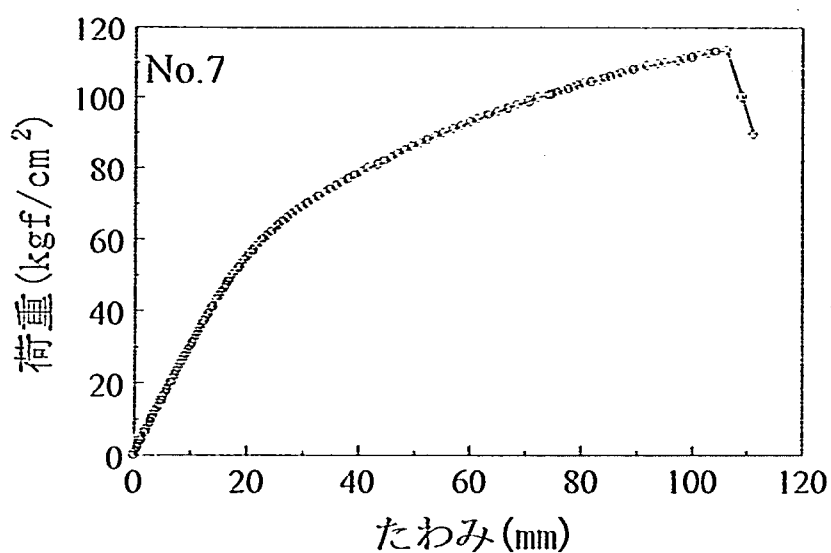
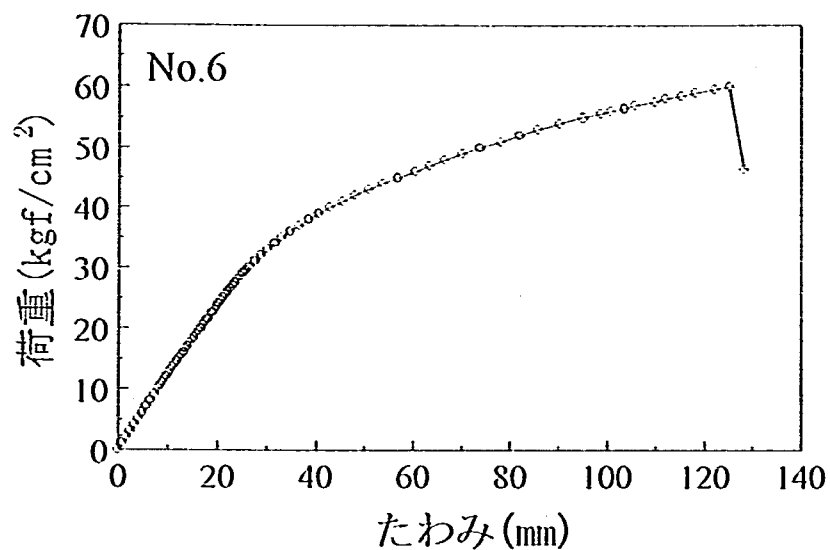


図-5 各供試体の荷重たわみ関係

図-6には、はり供試体の等曲げモーメント区間の両側に取り付けられた傾斜計により計測されたたわみ角から求められる曲率と、曲げモーメントの関係を示す。なお、各供試体の相対比較ができるよう、曲率には有効高さ d をかけ、曲げモーメントは供試体の幅 b および有効高さ d の2乗で除したものをとった。

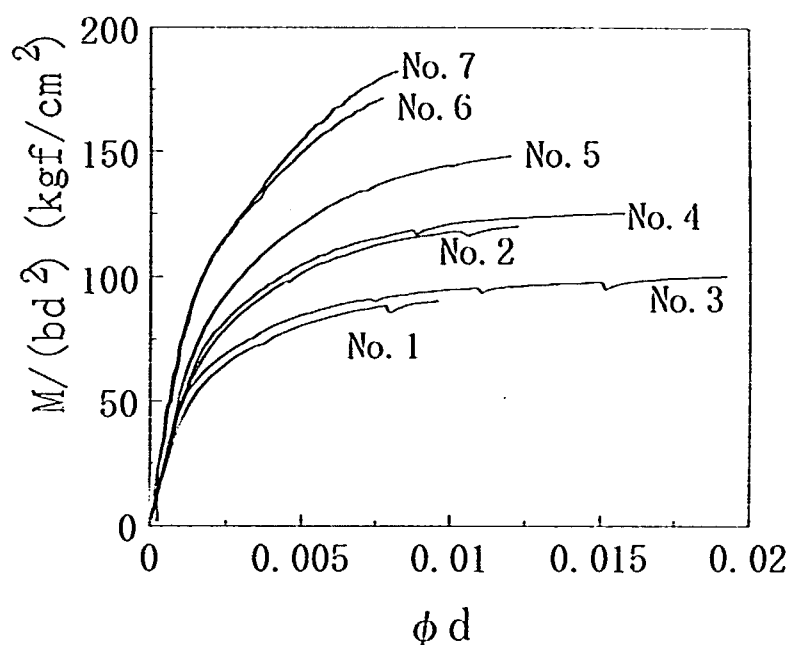


図-6 各供試体の曲率～曲げモーメントの関係

この結果から、ほぼ同一の引張鋼材量をもつ供試体1と3、および供試体2と4を比較すると、コンクリート強度の大きいほうが変形性能は向上していることがわかる。また、同じコンクリート強度および断面寸法を持つ供試体3、4、5を比較すると、引張鋼材量の大きいほうが終局時の曲げ強度は大きくなるものの、変形性能は低下していることがわかる。

また、供試体の有効高さの大きい供試体6、7は相対的に変形性能が低下していることがわかる。

表-7は、はり供試体の圧縮縁における終局時の圧縮ひずみの計測結果を示す。なお、表中の $\epsilon_{\max}$ は円柱供試体の圧縮試験で測定された、破壊時のコンクリートの圧縮ひずみを示す。

表-7 終局時のコンクリートひずみの測定結果

供試体番号	終局時圧縮ひずみ (μ)	$\epsilon_{\max}$ (μ)
No.1	3262	2417
No.2	3957	2929
No.3	4372	2731
No.4	4397	3138
No.5	3941	2865
No.6	3493	2555
No.7	3448	2686

上記の結果から、断面圧縮縁のコンクリートには、圧縮強度試験の破壊時のひずみよりかなり大きなひずみが測定されていたことがわかる。

3. 4 はり供試体の圧縮域コンクリートの応力ひずみ関係の推定

表-7にも示したとおり、はり供試体の終局時には圧縮強度試験で得られる破壊時のひずみ (ϵ_{max}) よりかなり大きなひずみが生じている。ここでは、コンクリートのひずみが ϵ_{max} よりも大きな領域での応力ひずみ関係について検討を行う。

はり供試体の圧縮域におけるコンクリートの応力ひずみ関係を推定するに当たって、次の2つの仮定を設ける。一つは、コンクリートの応力ひずみ関係が、断面内の位置によらず同じであること、もう一つははりの断面の曲げ変形が平面保持の仮定に従うことである。

コンクリートの応力ひずみ関係を $\sigma_c = f(\epsilon_c)$ とする。ここで、圧縮域におけるコンクリートの平均圧縮応力を σ_m と表す。

$$\sigma_m = \frac{\sum A_p \sigma_p}{bx} \quad (1)$$

ここで、 A_p はP C鋼材の断面積、 σ_p はP C鋼材に作用している引張応力、 b ははり幅、 x は断面上縁から中立軸位置までの距離を表す。ここで、圧縮域のコンクリートの平均応力は次式で与えられる。

$$\sigma_m = \frac{1}{\epsilon_c} \int_0^{\epsilon_c} f(\epsilon) d\epsilon \quad (2)$$

上記式を ϵ_c で微分すると

$$f(\epsilon_c) = \sigma_m + \epsilon_c \frac{\partial \sigma_m}{\partial \epsilon_c} \quad (3)$$

となる。すなわち、

$$f(\epsilon_c) = \frac{\sum A_p \sigma_p}{bx} + \epsilon_c \frac{\partial}{\partial \epsilon_c} \left(\frac{\sum A_p \sigma_p}{bx} \right) \quad (4)$$

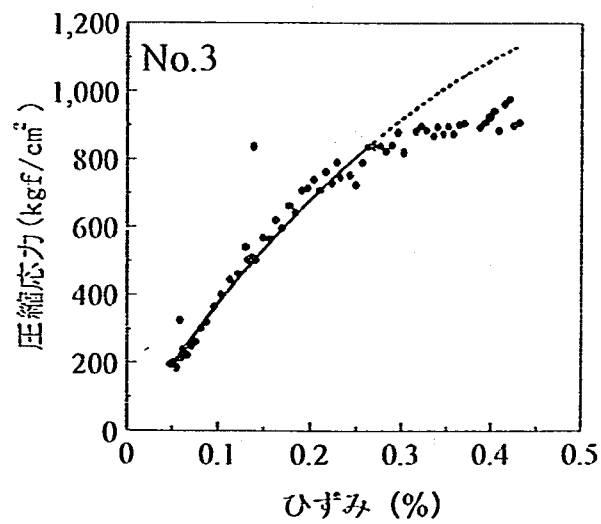
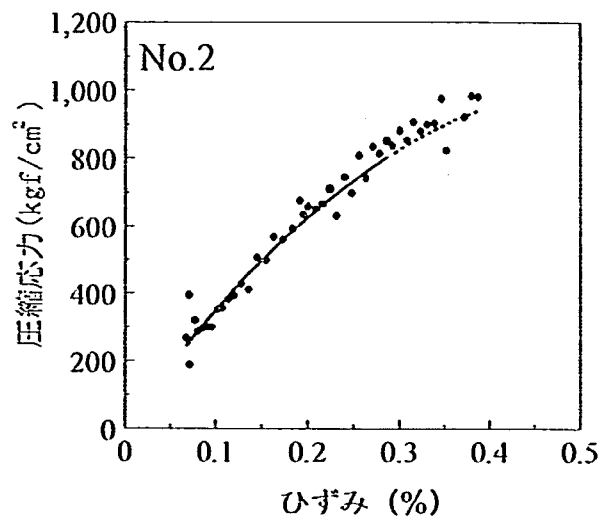
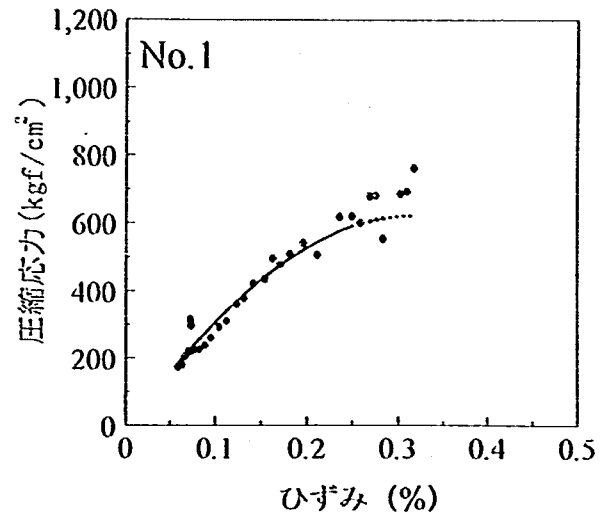


図-7 はり供試体の圧縮部コンクリートの応力ひずみ関係の推定結果
(その1)

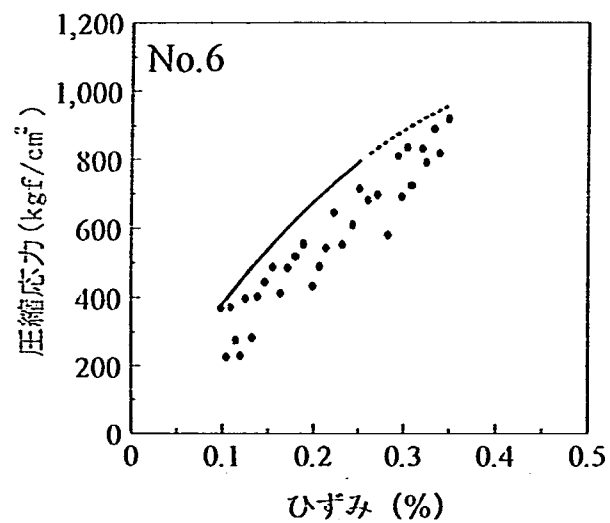
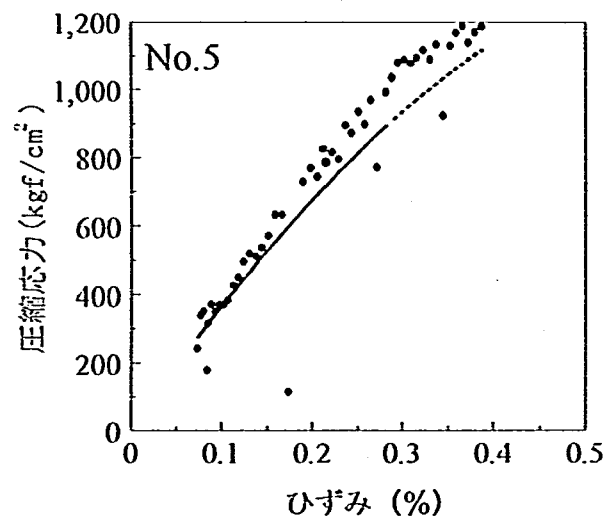
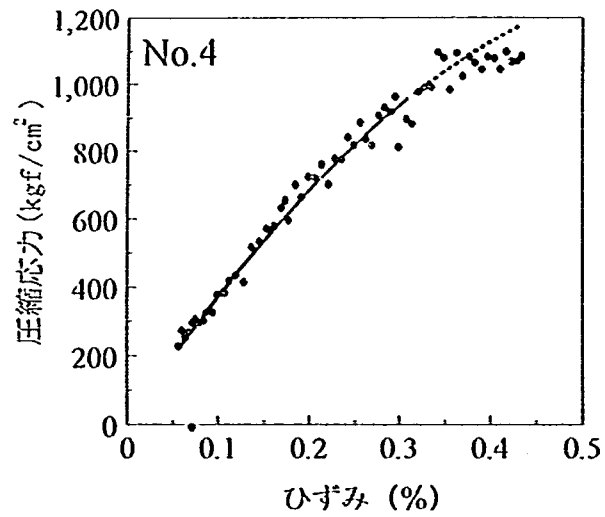


図-7 はり供試体の圧縮部コンクリートの応力ひずみ関係の推定結果
(その2)

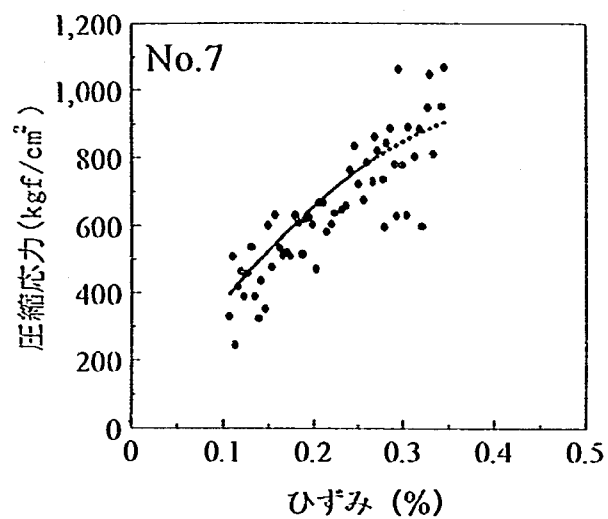


図-7 はり供試体の圧縮部コンクリートの応力ひずみ関係の推定結果
(その3)

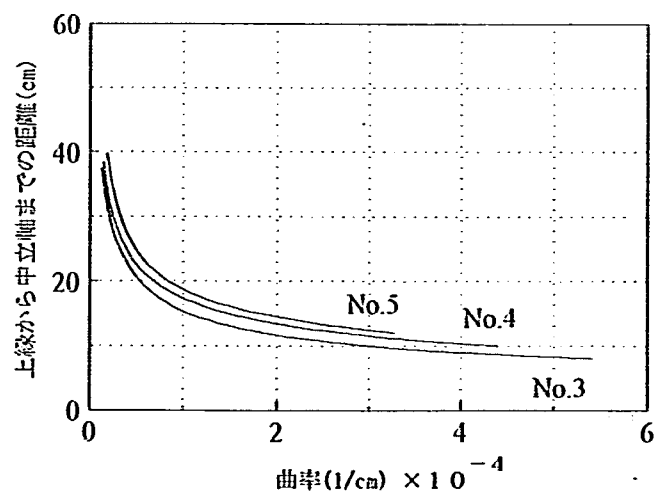
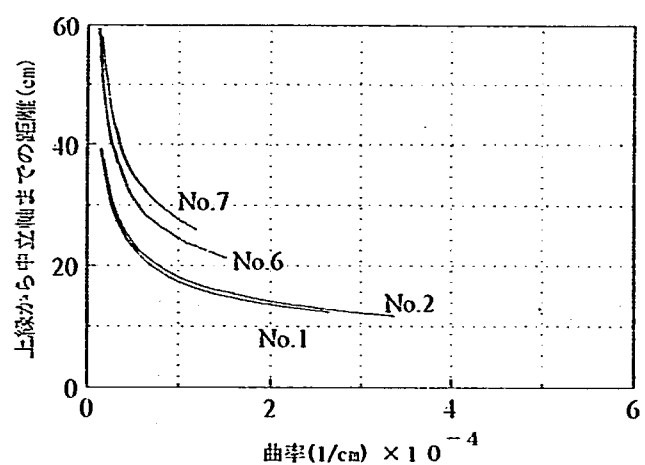


図-8 中立軸位置の測定結果

が得られる。ここで、はり供試体に取り付けた傾斜計による曲率、および供試体側面に貼り付けたひずみゲージによるひずみ測定結果から、等モーメント区間のひずみ分布が決定され、平面保持の仮定およびP C鋼材の応力ひずみ関係を導入することにより、P C鋼材の引張応力が求められる。以上の測定結果を代入することにより、コンクリートの応力ひずみ関係が推定可能となる。ここで、上記式の微分を差分近似して推定されたコンクリートの応力ひずみ関係を、図-7に示す。なお、図中の曲線は円柱供試体の圧縮試験により得られた応力ひずみ関係の近似曲線を表している。近似曲線の実線部分は、コンクリートの圧縮応力度が圧縮強度 ($\sigma < f_c'$) よりも小さい領域であり、点線部分は近似式を $\sigma > f_c'$ の領域まで延長したものである。

曲げ載荷試験結果から推定されたコンクリートの応力ひずみ関係は、供試体6をのぞいて近似曲線に近くおおむね妥当であったことが伺える。いずれの供試体の場合も共通していることは、コンクリートの圧縮ひずみが ϵ_{max} を越えた領域でも、作用している圧縮応力度は低下せず、むしろ上昇していることである。このことは、はり供試体の中立軸位置の変動を追跡することによっても確かめられる。図-8は荷重と部材断面上縁から中立軸位置までの距離の測定結果を示すものである。供試体の中立軸までの距離は、破壊に至るまで単調に減少している。もし、コンクリートの応力ひずみ関係が、 ϵ_{max} を越えたところで下降域に入るのであれば、圧縮合力の低下を補うため中立軸位置までの距離は増加に転じるはずである。しかし、中立軸位置までの距離の増加が認められなかったことから、はり供試体の ϵ_{max} を越える領域でのコンクリートの応力ひずみ関係は、円柱供試体の圧縮試験によって得られる応力ひずみ関係とは異なっていて、 ϵ_{max} を越えても即座に圧縮応力の低下は生じないと考えられる。

3. 5 コンクリートの応力ひずみ関係と、P Cはり供試体の曲げ変形性能

コンクリートの応力ひずみ関係が、P Cはり部材の曲げ終局強度にはあまり影響を及ぼさないことが知られている。しかし、曲げ変形性能はコンクリートの応力ひずみ関係によって変化する可能性がある。実際、終局時までのコンクリートの応力ひずみ曲線で囲まれる面積を E_u すなわち、

$$E_u = \int_0^{\epsilon_u} f(\epsilon) d\epsilon \quad (5)$$

とすると、曲げ部材の終局曲率 ϕ_u は

$$\phi_u d = \frac{E_u}{\sum p_p \sigma_p} \quad (6)$$

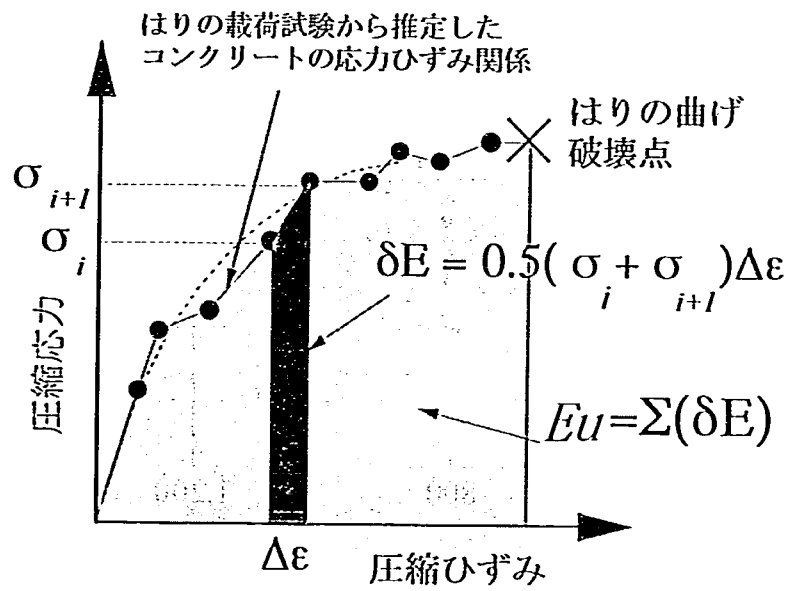
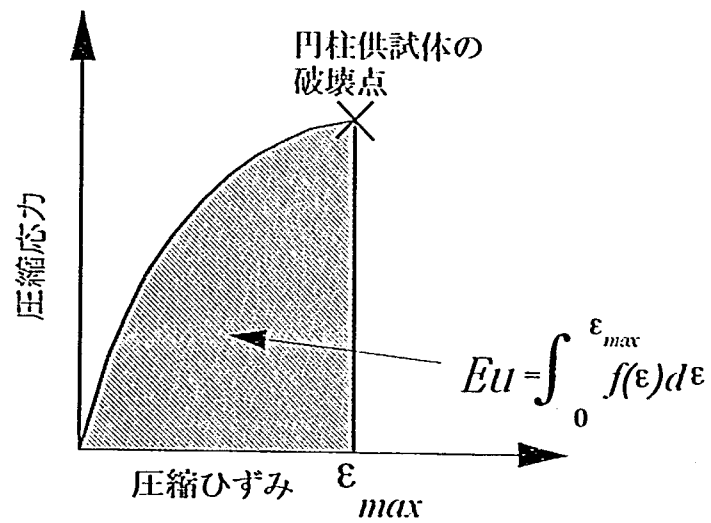


図- 9 Eu の算定方法

とあらわせる。ここで、 p_p は鋼材比を示す。この式から、終局時の曲率（曲げ変形性能）は E_u に比例し、鋼材比に反比例することがわかる。同一鋼材比でコンクリート強度が異なるはり供試体について、コンクリート強度の大きいほうが変形性能に優れていたが、これは高強度コンクリートの方が E_u が大きかったためであると考えられる。このように、 E_u は変形性能を規定する重要なパラメータであるといえる。

3. 6 コンクリート強度と E_u の関係について

はり供試体の載荷試験から推定されたコンクリートの応力ひずみ関係および円柱供試体の圧縮試験から求められた応力ひずみ関係をもとに、 E_u の算定を試みた。ここで、 E_u の算定方法は図-9に示すように、円柱供試体については、応力ひずみ関係の回帰曲線を破壊点まで積分することにより、はり供試体の載荷試験から推定された応力ひずみ関係を用いる場合は、台形公式により数値的に求めた。

このようにして求められた E_u とコンクリートの圧縮強度の関係を図-10に示す。

ここで、白抜きの点は円柱供試体から、黒丸ははり供試体の載荷試験から求められたものである。

円柱供試体の場合、コンクリートの圧縮強度の増加とともに E_u は増加する傾向にあるが、増加割合ははり供試体の場合よりはわずかである。また、はり供試体の場合は、同一の圧縮強度であっても E_u の値には供試体ごとに異なった値が算定されていることがわかる。

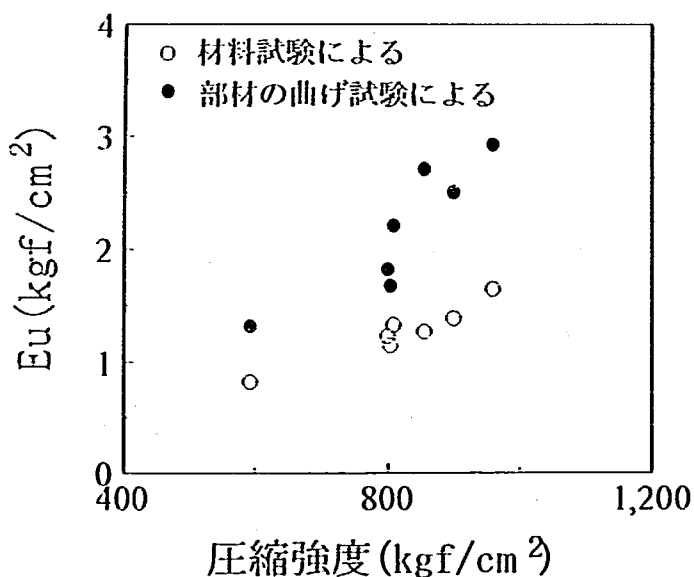


図-10 E_u の算定結果

今回のPCはりの曲げ載荷試験は合計7体のみ実施されたもので、一般的な結論を導くためには必ずしも十分であるとはいえない。ここでは、既存の載荷試験あるいは材料試験結果を引用し、コンクリートの圧縮強度と E_u の関係を同様に導いてみた。

また、各種設計指針（道路橋示方書、ACI-318-85、CEB-FIP model code(1990)）および文献 10 に示された高強度コンクリートの応力ひずみモデルで想定されているコンクリートのストレスブロックから導かれる E_u と比較検討を行った。

調査対象とした実験データを表-8 にまとめる。

表-8 収集した実験データの一覧

文献番号	載荷方法	コンクリート強度 (kgf/cm ²)	供試体本数	部材断面寸法 (H*Wcm)	鉄筋比 (%)	備考
11	曲げ	368~1174	11	40*20	0.85~2.17	
12	曲げ	274~1060	30*	30.5*15.2	0.37~3.5	*1つの条件設定に対し2本ずつ載荷試験が実施されているためその平均を採用した。このため得られたデータ数は15
13	曲げ圧縮**	658~783	7	12.7*12.7	-	**dog bone タイプの供試体
14	圧縮***	511~944	13	φ10cm*20cm	-	***円柱供試体

一方、各種設計指針に示されているストレスブロックは、高強度コンクリートを対象としていないため、ここでは次のような拡大解釈を行って E_u の試算を行った。

道路橋示方書については、圧縮強度が500kgf/cm²を越える領域についても同様の応力ひずみ関係とした。ACI-318-85については、圧縮強度が8000psiを越える領域についても β は0.65で一定であると仮定した。CEB-FIP model code(1990)については、コンクリートの圧縮強度が80MPaを越えても、 ϵ_{cu} は低下せず一定であると仮定した。

文献 10 に示された高強度コンクリートの応力ひずみ関係モデルは、圧縮応力がピークに達した後の応力下降域も含んだものであり、終局ひずみの定義はなされていない。ここでは、文献 15 の研究結果を参考とし、図-11 のように定義される係数 $k_1 \cdot k_3$ および k_2 をもとめ ($k_1 \cdot k_3 / k_2$) が最少となるときのひずみを終局時と定義した。

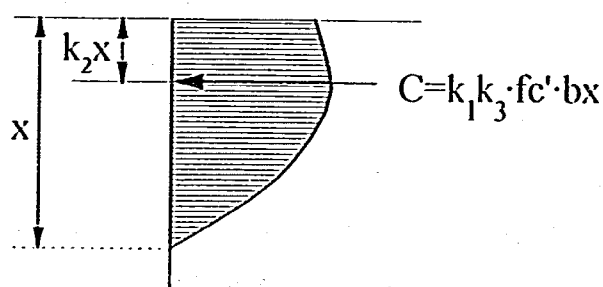


図-11 $k_1 \cdot k_3$ 、 k_2 の定義

上記の実験データより得られた E_u の算定結果を今回の実験結果とあわせて示したものが図-12である。

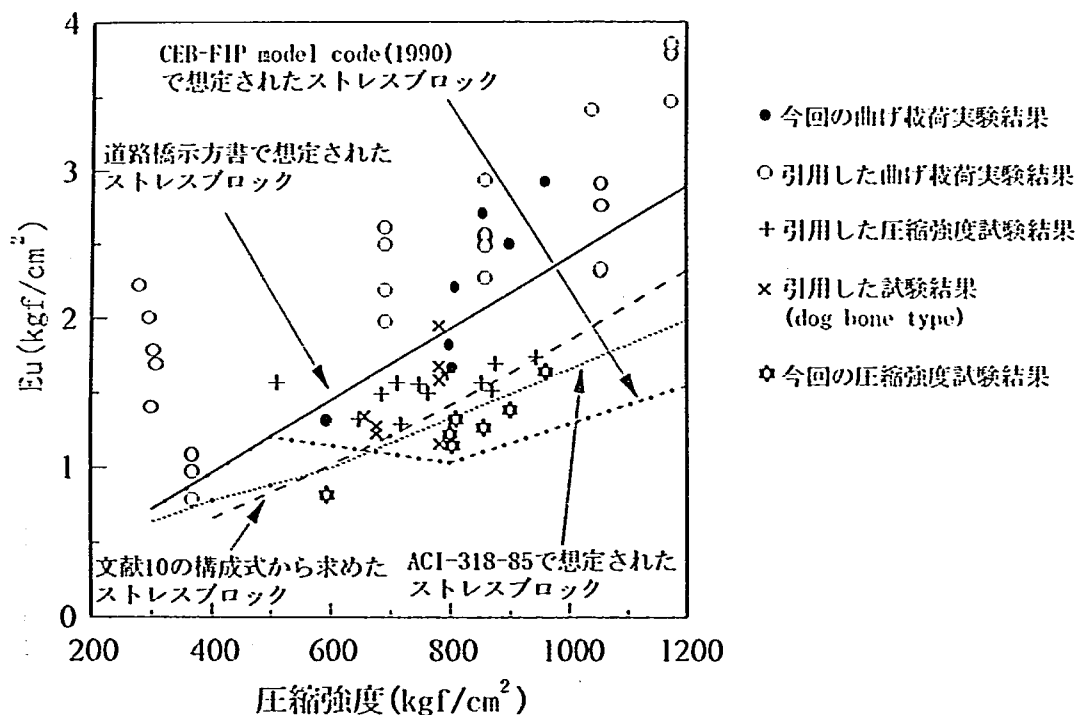


図-12 コンクリートの圧縮強度と E_u の関係

図-12からも、終局時の E_u はコンクリートが一樣な圧縮力を受けるか、あるいは応力勾配を持った曲げ応力による圧縮力を受けるかによって大きく異なっていて、曲げ載荷試験によって推定される E_u は圧縮強度試験によって得られる E_u よりも全般的に大きくなっていることがわかる。また、ACI-318-85あるいはCEB-FIP model code(1990)で想定しているストレスブロックから求められる E_u は、圧縮強度試験で得られる E_u にほぼ相当している。道路橋示方書に示されるストレスブロックから求められる E_u は、曲げ載荷試験から推定される E_u にほぼ相当しているが、圧縮強度試験から求められる E_u よりはかなり大きな値を与えている。

3. 7 圧縮域のコンクリートの応力勾配と E_u の関係

円柱供試体による圧縮強度試験のように軸圧縮が卓越する場合に比べ、曲げ圧縮応力が卓越する場合には E_u が大きくなることが定性的に明らかにされた。これをより定量的に明確にするため、ここでは圧縮領域のコンクリートに作用する圧縮応力の応力勾配と E_u の関係について検討を行う。

図-12にも示したとおり、 E_u はコンクリートの圧縮強度により変化するので、応力勾配と E_u の関係は圧縮強度の影響を受けることとなる。したがって、圧縮強度の影響を排除し応力勾配の影響のみを検討するため、ここでは軸圧縮力のみが作用する場合すなわち、応力勾配がゼロの場合の E_u を E_{u0} とし曲げ圧縮応力が作用する場合の E_u と E_{u0} との比について考えることとする。今回の実験結果から導か

れた応力勾配と E_u/E_{u0} の関係を図-13に示す。ここで、応力勾配は、圧縮縁に生じている圧縮応力度の推定値を断面上縁から中立軸までの距離で除したものである。この結果から、 E_u/E_{u0} は応力勾配の関数となっていて、応力勾配が大きくなるほど E_u/E_{u0} は大きくなっている。

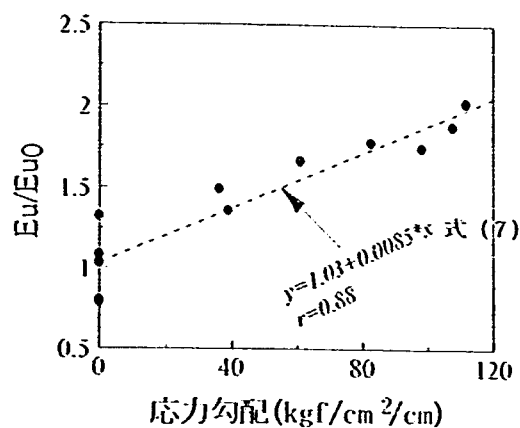


図-13 応力勾配と E_u/E_{u0} の関係

次に、既存の実験結果についても同様の検討を行うこととする。

E_u/E_{u0} および終局時の応力勾配を求めるためには、中立軸の位置および曲率の測定結果が必要となる。ところが、これらの測定結果が必ずしも文献中に記載されているとは限らないので、ここでは、適宜曲げ解析を併用して、中立軸位置ならびに終局曲率の推定を行った。また、 E_{u0} の値は、今回実施した圧縮強度試験からコンクリートの圧縮強度と E_{u0} の関係について回帰分析を行い、得られた回帰式および文献に報告されている圧縮強度の試験結果をもとに推定した。この結果を図-14に示す。

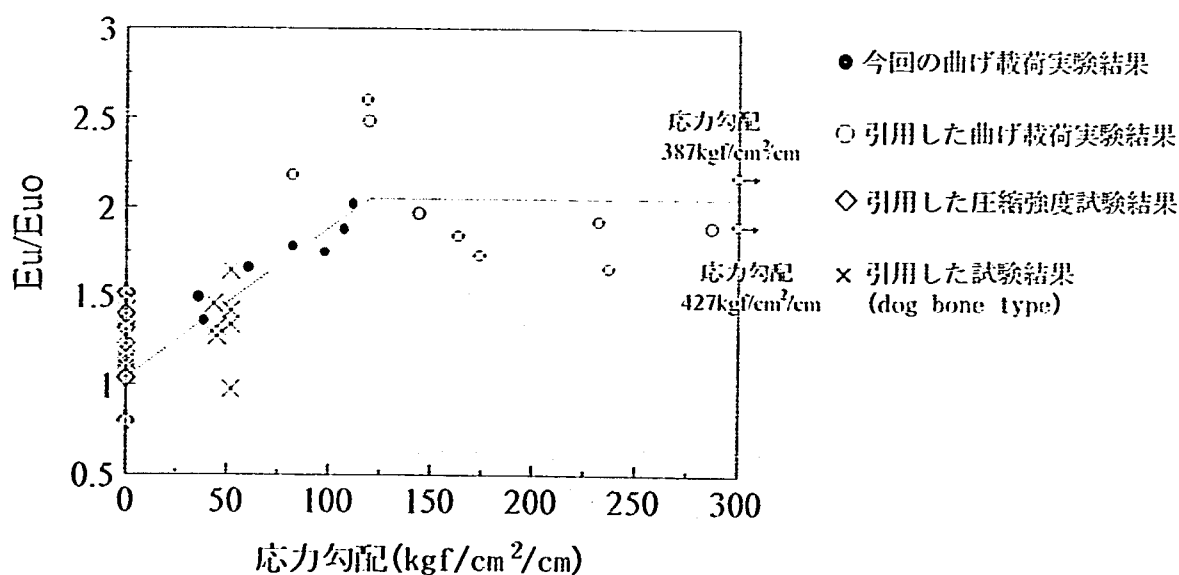


図-14 応力勾配と E_u/E_{u0} の関係

図-12と比較して、 E_u/E_{u0} と応力勾配の関係にはばらつきが大きくなるものの、応力勾配が増加するにつれて E_u/E_{u0} は増加している。ただし、 E_u/E_{u0} の増加には限度があり、応力勾配が100～150kgf/cm²/cm付近で頭打ちになり、最大でも E_u は E_{u0} の2倍程度であるといえる。

曲げ圧縮応力が作用する場合のコンクリートの応力ひずみ関係が、応力勾配の無い純圧縮応力作用時の応力ひずみ関係と異なっていることは、これまでも指摘されていた。たとえば、文献16ではひずみ勾配の下で圧縮応力を作用させ、破壊時のコンクリートの終局ひずみを求めている。この実験結果によると、ひずみ勾配が 5×10^{-4} cm⁻¹まで増加し、それ以上ひずみ勾配が増加しても終局圧縮ひずみは増加していない。

今回の実験結果でも、応力勾配が100～120kgf/cm²/cmあたりまで E_u が増加しているが、この応力勾配をひずみ勾配に換算すると、 $3.3 \sim 4^{-4}$ cm⁻¹程度となり、おおむね文献16の実験結果と一致している。

以上の検討結果から設計で用いる圧縮域コンクリートのストレスブロックの E_u は、応力勾配に応じて変化させることが望ましく、軸力が卓越し圧縮域の応力勾配が小さな場合は、コンクリートの圧縮強度試験により得られる E_{u0} に等しくなるようなストレスブロック（例えば、先に示したACI-318-85やCEB-FIP model code(1990)で用いられているようなもの）を用いるとよい。曲げ応力が増加し応力勾配が大きくなるにつれて E_u を増加させ、応力勾配が100～150kgf/cm²/cm付近で $E_u = 2E_{u0}$ を上限とすると良いといえる。

図-15はこの実験結果から導かれた、コンクリートの応力勾配と E_u/E_{u0} の関係を用いて終局時の曲率（ ϕ_u ）を計算し、曲率の計算値と実験値の比（ ϕ_{ucal}/ϕ_{uexp} ）を比較した結果を示す。図中に

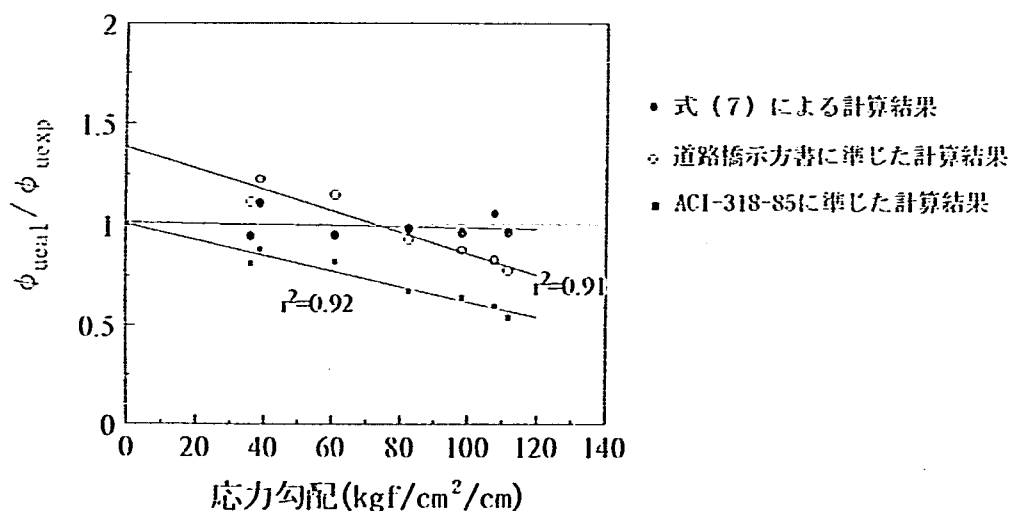


図-15 応力勾配と ϕ_{ucal}/ϕ_{uexp} の関係

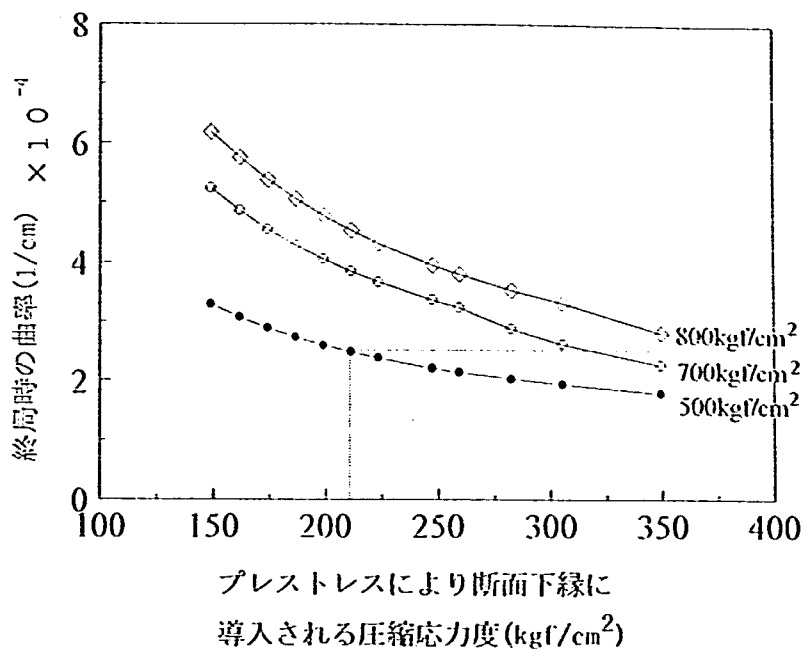


図-16. 1 プレストレスにより断面下縁に導入される圧縮応力度と
その時の終局曲率の関係 (その1: 部材高さが40 cmの場合)

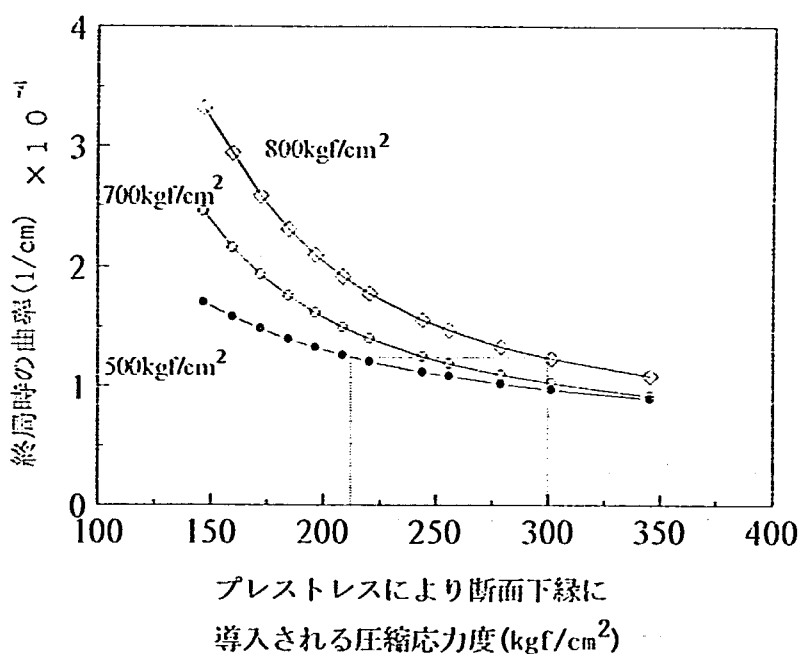


図-16. 2 プレストレスにより断面下縁に導入される圧縮応力度と
その時の終局曲率の関係 (その2: 部材高さが80 cmの場合)

は、道路橋示方書あるいはACI-318-85に基づく計算結果、ならびに ϕ_{ucal}/ϕ_{uexp} と応力勾配の回帰直線も示している。この結果から、応力勾配の値全般にわたって、この実験結果から導かれた、コンクリートの応力勾配と E_u/E_{uo} の関係を用いると、ほぼ正確な終局曲率が算定できるのに対し、従来の設計指針で示されているストレスブロックを用いると、応力勾配が大きくなるにつれて変形性能を小さく見積もる傾向のあることがわかる。また、ACI-318-85によると、応力勾配が小さな領域から解析結果は実験結果を下回っていて、安全側の結果を与えるものの、応力勾配の大きな領域では変形性能を著しく過小に評価することがわかる。

一方、道路橋示方書に示されたストレスブロックを用いると、応力勾配が70kgf/cm²/cmあたりまでは、変形性能を過大に見積もり、それ以上の領域では変形性能を過小評価していることがわかる。

以上の結果からも、設計に用いるストレスブロックは、はり部材断面に生じる圧縮部コンクリートの応力勾配により適宜変更することが望ましいことがわかる。

3.9 高強度PC部材の変形性能と引張鋼材量

はりの曲げ変形性能を正確に評価するためには、はり部材断面に生じる圧縮部コンクリートの応力勾配により、ストレスブロックを変化させることが望ましいが、このことは、応力勾配に応じて終局時のコンクリートの圧縮ひずみを変化させることを意味しており、設計においてこの点を考慮することは繁雑であり、必ずしも実用的であるとはいえない。

現行の道路橋示方書では、曲げに関する終局時の照査は、終局時の曲げ抵抗モーメントのみの照査であり、変形性能に関する直接的な照査項目は無い。ただし、設計荷重時のコンクリートの許容圧縮応力度を限定することにより、鋼材配置量が過大になることを防ぎ、結果的には部材としてのじん性を確保している。すなわち、部材の変形性能を許容圧縮応力度により間接的に確保している。

先にも述べたとおり、コンクリートのストレスブロックは終局時の曲げ抵抗モーメントの大きさには、あまり影響を与えない。

以上のことを勘案すると、現行の設計指針に準拠した高強度コンクリート用の設計指針の確立を目指した場合、ストレスブロックの高精度化を行うよりはむしろ、じん性を確保するための許容圧縮応力度の設定を行ったほうが、実用的であると考えられる。

ここでは、高強度コンクリート部材の許容圧縮応力度の目安を得るため、部材断面およびPC鋼材量を仮定し、有効プレストレスにより断面下縁に導入される圧縮応力度と、終局時の曲率の関係を計算により求めた。ここで、変化させたパラメータはPC鋼材の配置量とし、プレストレスによりコンクリート断面上縁に導入される応力度はほぼ0となるよう鋼材配置を決定した。PC鋼材の初期引張力は130kgf/mm²で一定とした。計算を行った部材断面の高さは40cmおよび80cmの2ケースとし、コンクリート強度は500kgf/cm²、700kgf/cm²、800kgf/cm²の3ケースで、応力勾配の効果は700kgf/cm²と800kgf/cm²の場合のみ考慮している。

現行の設計基準では、コンクリートの設計基準強度が 500kgf/cm^2 の場合、プレストレッシング直後のコンクリートの許容圧縮応力度は 210kgf/cm^2 とされている。従って、ここではコンクリート強度が 500kgf/cm^2 、プレストレスにより断面下縁に導入される圧縮応力度が 210kgf/cm^2 の場合を基準とし、これと同等の終局時の曲率が確保されるような場合について考えることとした。

上記の仮定に従い、与えられた鋼材配置に対して、断面下縁に導入される圧縮応力度と終局時の曲率の関係を示したものが図-15. 1、15. 2である。

部材高さが 40cm の場合では、基準となる変形性能を確保するためには、コンクリート強度が 700kgf/cm^2 の場合、プレストレス直後に導入される断面下縁の応力度が 310kgf/cm^2 程度までであり、これ以上PC鋼材量を増加させると終局時の曲率が低下し、じん性に乏しい部材となる。圧縮強度が 800kgf/cm^2 では、PC鋼材量を増加させて、断面下縁に生じる圧縮応力度が 350kgf/cm^2 程度まで発生させたとしても、基準となる変形性能を保つことができる。

一方、部材の高さが 80cm の場合では、圧縮域のコンクリートに生じる応力勾配が低下し、部材高さが 40cm の場合と比べて E_u は低下するため、変形性能も低下する。コンクリート強度が 800kgf/cm^2 であつても、PC鋼材の配置量は部材断面下縁に発生する圧縮応力度が 300kgf/cm^2 以下となるように限定する必要がある、コンクリート強度が 700kgf/cm^2 ではさらに鋼材量を押さえる必要がある。

このように、高強度コンクリートを用いたPC部材について、設計基準強度が 500kgf/cm^2 クラスのコンクリートを用いた場合と同等の変形性能を保つために規定される許容応力度は部材寸法により異なること、特に部材の有効高さが大きくなるほど E_u の値は小さくなるので、許容圧縮応力度を抑制する必要があることが明らかとなった。また、ここで行った試算結果から考えると、コンクリートの設計基準強度が 800kgf/cm^2 で部材の高さが 80cm の場合では、プレストレッシング直後に断面下縁に導入される圧縮応力度が 300kgf/cm^2 程度となるような鋼材比に押さえる必要があることが明らかとなった。

4. まとめ

以上の検討結果から明らかになった項目をまとめると次のとおりである。

- 1) 高強度コンクリートを用いた曲げ部材の圧縮領域のコンクリートの応力ひずみ関係は、終局時近傍において、円柱供試体の圧縮試験で得られる応力ひずみ関係と同じではない。曲げ部材では、円柱供試体の圧縮試験において求められた圧縮応力がピークとなる時点のひずみよりも大きいひずみがコンクリートに生じて、ある程度までは圧縮応力を負担しうる。
- 2) その結果、破壊時点までのコンクリートの応力ひずみ曲線で囲まれる面積(E_u)も、曲げ載荷試験では圧縮試験よりも大きく、圧縮強度試験で得られる応力ひずみ関係をそのまま用いると、部材の曲げ変形性能を過小評価する。

3) 一方、 E_u はコンクリートの圧縮強度が同じであっても、圧縮域コンクリートに生じている応力勾配によってその値が大きく変化する。応力勾配が大きくなるほど E_u の値は相対的に大きくなる。すなわち、 E_u は材料固有の値であるとはいえない。なお、曲げ載荷試験による中立軸位置の変動を追跡した結果、部材がコンクリートの圧壊に至るまで中立軸位置が単調に減少していた。このことから、高強度コンクリートでは応力ひずみ関係において応力の下降域は認められないことが明らかとなった。

4) 部材の曲げ変形性能は、軸力が卓越するような場合や、曲げ部材であっても有効高さが大きく応力勾配が小さくなるような場合では E_u が小さくなるため、相対的に曲げ変形性能は小さくなる。

5) 応力状態によって E_u が変化することを考慮したストレスブロックを用いなければ、変形性能を過大に評価したり、あるいは過小評価する場合がある。

6) 以上の関係を考慮し、高強度コンクリートを用いたPC部材のじん性を確保する観点から許容応力度を試算した結果、コンクリートの設計基準強度が 800kgf/cm^2 ・部材の高さが 80cm の場合では、プレストレッシング直後にコンクリートに許容される圧縮応力度は 300kgf/cm^2 程度と見積もられる。

参考文献

- 1) S.P.Shah: High Strength Concrete - A Workshop Summary, *Concrete International*, Vol.3, No.5, pp.94-98, 1981.
- 2) S.H.Ahmad, S.P.Shah : Structural Properties of High Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete, *PCI Journal*, Vol.30, No.6, pp.92-119, Nov/Dec, 1985.
- 3) FIP/CEB : High Strength Concrete, State of the Art Report, Bulletin d'information, No.197, August, 1990.
- 4) ACI 363R-92 : State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete.
- 5) 角田與史雄：鉄筋コンクリート部材の諸性状（その１）－曲げおよび曲げ圧縮－、鉄筋コンクリート終局強度理論の参考、コンクリートライブラリー第３４号、土木学会、pp.5-10, 1972年8月.
- 6) 田辺忠顕：鉄筋コンクリート部材の諸性状（その２）－短柱－、鉄筋コンクリート終局強度理論の参考、コンクリートライブラリー第３４号、土木学会、pp.5-10, 1972年8月.
- 7) 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編、日本道路協会、平成２年２月.
- 8) プレストレストコンクリート標準示方書、土木学会、昭和５３年.
- 9) 高強度コンクリート設計施工指針（案）、コンクリートライブラリー第４７号、土木学会、昭和５５年４月.
- 10) M.P.Collins, D.Mitchel, J.G.MacGregor : Structural Design Consideration for High-Strength Concrete, *Concrete International* Vol.15, No.5, pp.27-34, May 1993.
- 11) 鈴木基行、堀内信、前田直己、尾坂芳夫：純曲げを受ける超高強度コンクリートはり部材の力学特性、コンクリート工学論文集、第４巻、第１号、pp.39-51、１９９３年１月.
- 12) Sung-woo Shin, S.K.Ghosh, J.Moreno: Flexural Ductility of Ultra-High-Strength Concrete Members, *ACI Structural Journal*, Vol.86, No.4, pp.394-400, 1989.
- 13) S.E.Swart, A.Nikacev, H.D.Narayan Babu, N.Periyakaruppan, T.M.E.Rafai: Structural Bending Properties of Higher Strength Concrete, *ACI SP-87*, pp.147-178, 1985.
- 14) 六車熙、張耀凱、安井雅明：超高強度コンクリートの力学的諸特性、セメント技術年報３５、pp.384-388、昭和５６年.
- 15) 六車熙：鉄筋コンクリート断面の破壊時終局ひずみに関する研究、材料、第２４巻、第２６０号、pp.441-446、昭和５０年.
- 16) 畑野正：コンクリートのひずみ能力、破壊強度に対するひずみ分布の影響、技術研究所所報、Vol.13、No.3、電力中央研究所、pp.41-55、１９６３年８月.

4. 高強度コンクリートを用いたPCはりのせん断載荷試験

1. まえがき

圧縮強度が 500kgf/cm^2 を超える高強度コンクリートは、 500kgf/cm^2 以下の強度のコンクリートと比較して、圧縮強度に対する引張強度の増加が小さいなどの力学的特性を持っている。このため、コンクリートの圧縮強度を増加させても、斜め引張応力によるせん断ひび割れ発生荷重が、あまり大きくならない可能性がある。また、はり部材のせん断ひび割れ強度は、コンクリート強度だけではなく、部材寸法やせん断スパン比など多くの要因に依存することが知られている。これらの要因を考慮したせん断耐力式が提案されているが、主として 500kgf/cm^2 以下のコンクリートを用いた部材に対して適用される式が、高強度コンクリートに対してもそのまま適用可能であるかどうか明確ではない。ここでは、高強度コンクリートを用いたせん断補強鉄筋のないプレテンションPCはり部材のせん断載荷試験を実施し、高強度コンクリートを用いたPC部材のせん断力に対する照査方法について検討した。

2. せん断載荷試験の概要

ここでは、コンクリートの負担するせん断力を明らかにすることを目的としているため、供試体のせん断スパンにはせん断補強鉄筋を配置していない。実験供試体の数は全部で23体であり実験要因としては、コンクリート強度、プレストレス量、部材の有効高さを選んだ。実験供試体の一覧表を表-1に示す。断面上縁で、コンクリートに導入されるプレストレスが0になるようにPC鋼材の緊張力を調節した。用いたPC鋼材はいずれの供試体もSWPR7B 15.2mmである。はり供試体の断面図を図-1に示す。供試体の端部は、PC鋼材の滑りによるプレストレスの変化が起これないよう1000mmの長さを確保し、この端部のみスチーラップを配置した。なお、高強度コンクリートの配合条件は、目標スランプ8cm、空気量4%、使用セメントは早強ポルトランドセメントとし、高性能AE減水剤を用いて水セメント比を低く押さえることにより強度を高めた。

載荷方法は図-2に示すように2点に集中荷重をかけた。ここで、等曲げモーメント区間は部材の有効高さに応じて600mm~1000mmに変化させた。部材に導入されているプレストレスは、コンクリートのヤング係数やクリープ係数が設計時の予測値と必ずしも等しくないため、当初予定している値が導入されていない可能性がある。ここでは、はり部材の載荷試験を実施して得られた荷重たわみ曲線からひび割れ発生モーメントを求め、ひび割れ発生モーメントと材料試験で得られたコンクリートの割裂強度をもとに、有効プレストレスの推定を行った。すなわち、載荷試験で得られた荷重たわみ曲線において、その立ち上がりの勾配が変化する点を見つけ、この点での等モーメント区間での曲げモーメントを曲げひび割れ

表-1 供試体内訳表

供試体 番号	供試体 記号	コンクリート強度 (kgf/cm ²)			せん断 スパン比 a/d			有効高さ (cm)				プレストレスによる下縁 応力度 (kgf/cm ²)					
		400	600	800	2	3	4	35	55	75	95	0	30	60	90	120	
1	L2-35-00	○			○			○				○					
2	L3-35-00	○				○		○				○					
3	L4-35-00	○					○	○				○					
4	M2-35-00		○		○			○				○					
5	M3-35-00		○			○		○				○					
6	M4-35-00		○				○	○				○					
7	H2-35-00			○	○			○				○					
8	H3-35-00			○		○		○				○					
9	H4-35-00			○			○	○				○					
10	H3-35-30			○		○		○					○				
11	H3-35-60			○		○		○						○			
12	H3-35-90			○		○		○							○		
13	H3-55-00			○		○			○			○					
14	H3-55-30			○		○			○				○				
15	H3-55-60			○		○			○					○			
16	H3-75-00			○		○				○		○					
17	H3-75-30			○		○				○			○				
18	H3-75-60			○		○				○				○			
19	H3-95-00			○		○					○	○					
20	H3-95-60			○		○					○			○			
21	H3-95-120			○		○					○					○	
22	L3-35-30	○				○		○					○				
23	L3-35-60	○				○		○						○			

供試体記号の説明

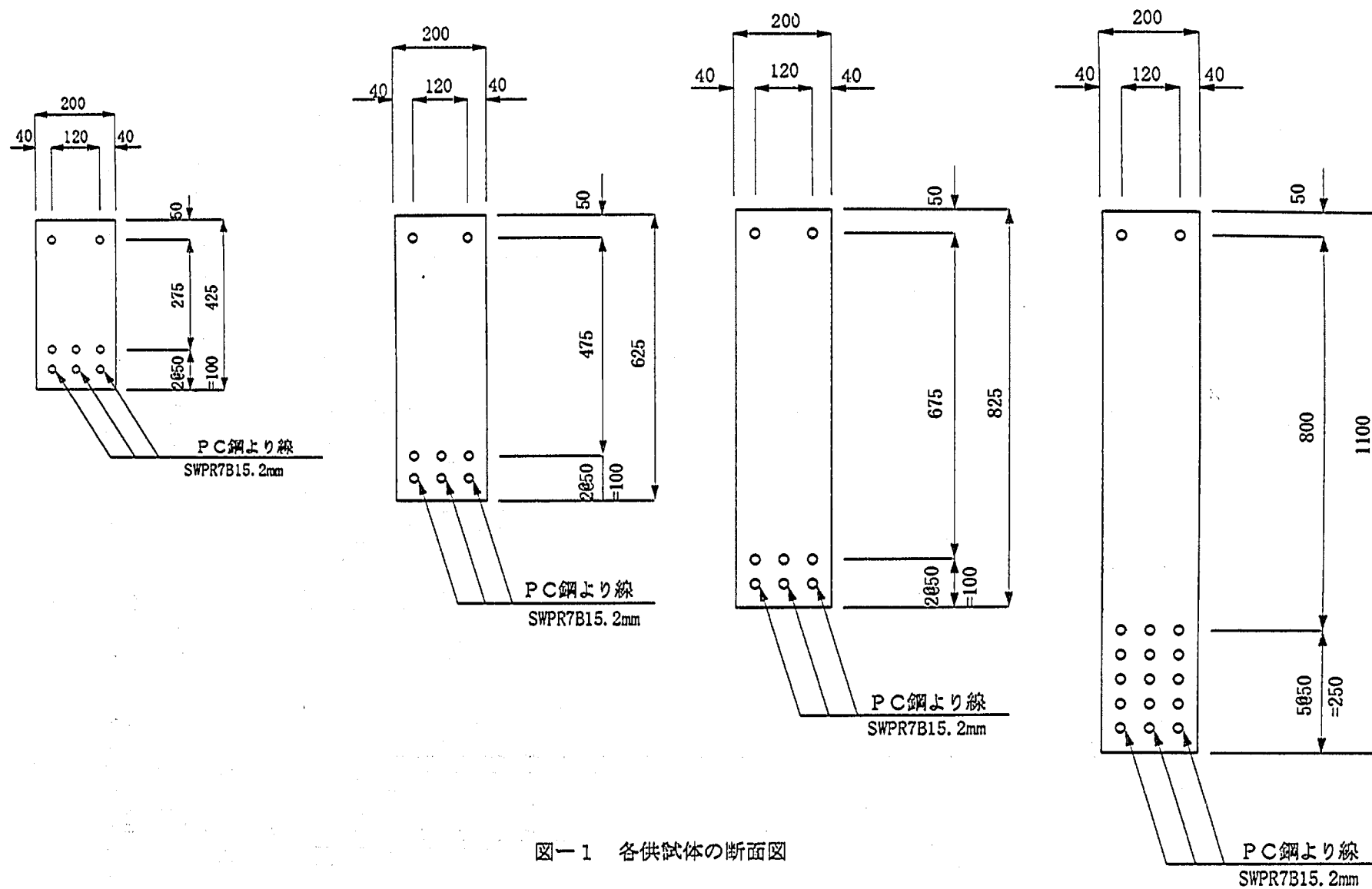
(例) H 3 - 5 5 - 3 0

H : 高強度 (圧縮強度の目標値が800kgf/cm²のもの)。圧縮強度の目標値が600kgf/cm²の場合はM、圧縮強度の目標値が400kgf/cm²の場合はLとした。

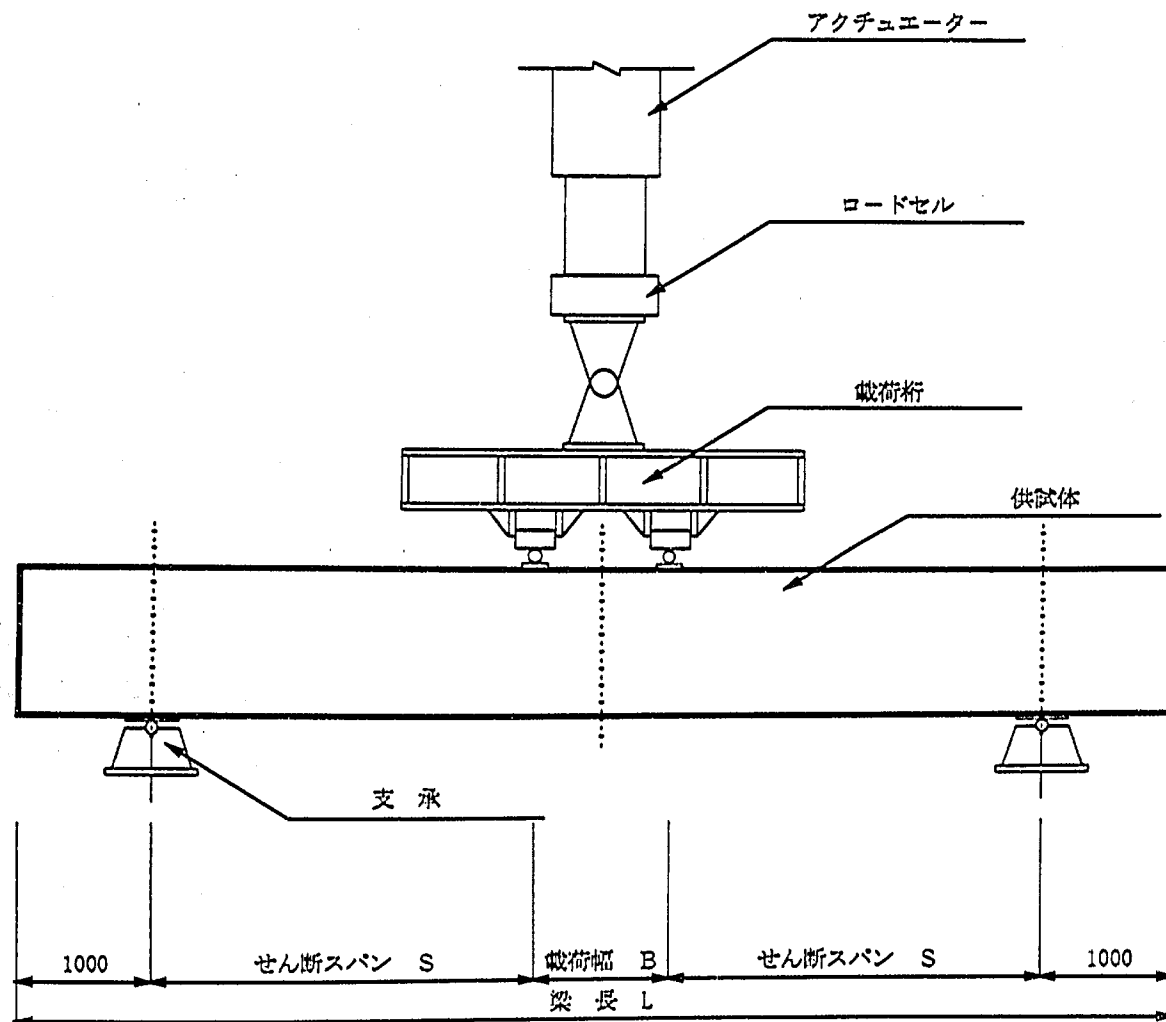
3 : せん断スパン比 a / d を表わす。

5 5 : 有効高さ (cm) を表わす。

3 0 : プレストレスにより部材断面下縁に導入されている圧縮応力度を表わす。



図—1 各供試体の断面図



寸法表

供試体番号	L	B	S
NO. 1	4000	600	700
NO. 2	4700	600	1050
NO. 3	5400	600	1400
NO. 4	4000	600	700
NO. 5	4700	600	1050
NO. 6	5400	600	1400
NO. 7	4000	600	700
NO. 8	4700	600	1050
NO. 9	5400	600	1400
NO. 10	4700	600	1050
NO. 11	4700	600	1050
NO. 12	4700	600	1050
NO. 13	6100	800	1650
NO. 14	6100	800	1650
NO. 15	6100	800	1650
NO. 16	7500	1000	2250
NO. 17	7500	1000	2250
NO. 18	7500	1000	2250
NO. 19	8700	1000	2850
NO. 20	8700	1000	2850
NO. 21	8700	1000	2850
NO. 22	4000	600	1050
NO. 23	4000	600	1050

図-2 せん断載荷試験状況

発生モーメント(M_{cr})とし、断面下縁のコンクリートに導入されていた圧縮応力度 σ_{eff} を計算した。

$$\sigma_{eff} = \frac{M_{cr}}{I}(h-x) - f_t \quad (1)$$

ここに

σ_{eff} : 断面下縁のプレストレスによる圧縮応力度の推定値

h : 部材断面の高さ

x : 中立軸位置

f_t : コンクリートの引張強度

図-3は計画したプレストレスによる圧縮応力度と、実験結果から推定した応力度の比較を示すものであり、おおむね当初計画したプレストレスが導入されていたものと考えられる。

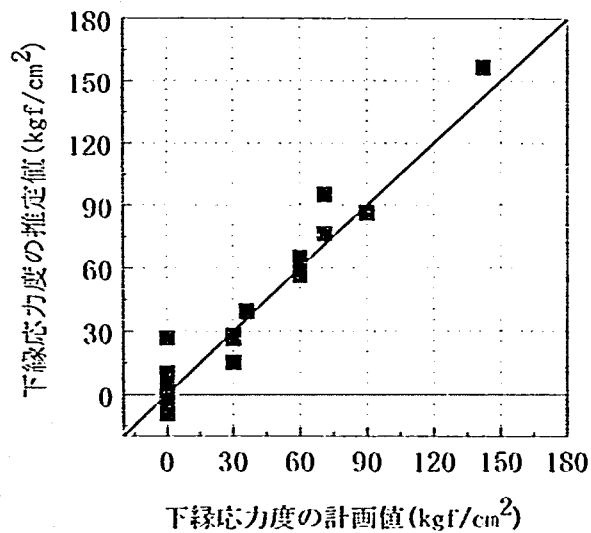


図-3 有効プレストレスの確認

3. 載荷実験結果

3. 1 部材の破壊形態

せん断スパン比が2およびプレストレスが導入されている供試体は斜め引張ひび割れの後、タイドアーチ機構に移行し、更に大きな荷重に耐え、最終的には等曲げモーメント区間の圧縮側コンクリートの圧壊により破壊した。一方、せん断スパン比が3、4でプレストレスがない供試体では、わずかな荷重増加のち、斜め引張ひび割れ発生後、急激にひび割れが進展し破壊した。

3. 2 コンクリート強度とせん断ひび割れ発生荷重の関係

図-4に、コンクリート強度と、曲げせん断ひび割れ発生時の平均せん断応力の関係を示す。図中に示した結果はプレストレスのない供試体のものである。コンクリート強度の増加に伴う曲げせん断ひび割れ発生荷重の増加は、せん断スパン比が2,3,4のいずれの場合もほとんど認められない。図-5は、今回の実験データに加え、文献1に報告されているせん断載荷試

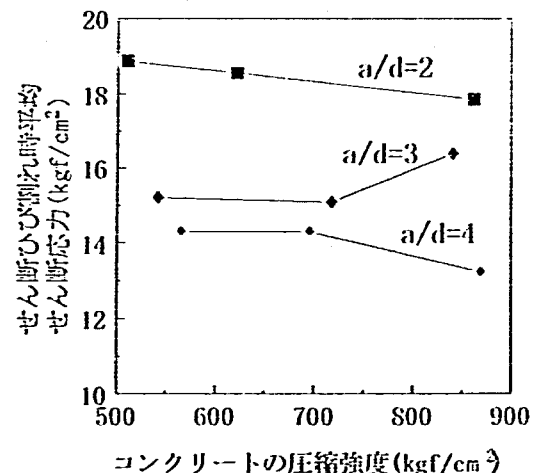


図-4 コンクリート強度と曲げせん断ひび割れ発生時の平均せん断応力の関係

験結果のうち、部材の有効高さが35cm、せん断スパン比が3で、今回の実験供試体の鋼材比(1.2%)とほぼ同等の鉄筋比(1.23%)をもった鉄筋コンクリート部材のデータをあわせて示したものである。図中に示した今回の実験データのうち、せん断スパン比が2と4のものについては、文献2に示されているせん断強度算定式を参考にして、せん断スパン比に対する補正係数 k を乗じてせん断スパン比が3の場合に基準化している。ここで、補正係数 k は次式で与えた。

$$k = \frac{1.4 + 0.75 * 1/3}{1.4 + 0.75 * d/a}$$

コンクリートの圧縮強度の増加に対して、圧縮強度が600kgf/cm²あたりでせん断ひび割れ発生時の平均せん断応力の増加が止まっていることがわかる。

図-6には、今回実験で用いたコンクリートの圧縮強度と割裂強度の関係を示す。コンクリートの圧縮強度が増加するに伴い、割裂強度も増加する傾向にあるが、割裂強度はばらつきが大きく、その下限値は必ずしも増加の傾向を示していない。図中には圧縮強度が600kgf/cm²以上の領域について回帰直線を示しているが、この回帰直線の傾きが小さく、平均的に見ても割裂強度はほとんど増加していない。曲げせん断ひび割れ強度はコンクリートの圧縮強度よりはむしろ引張強度に左右されると考えられる。高強度コンクリートの割裂強度は、圧縮強度が増加してもほとんど増加しないため、せん断ひび割れ発生時のせん断力の増加が頭打ちになったと考えられる。

3. 3 導入されたプレストレスとせん断ひび割れ発生荷重の関係

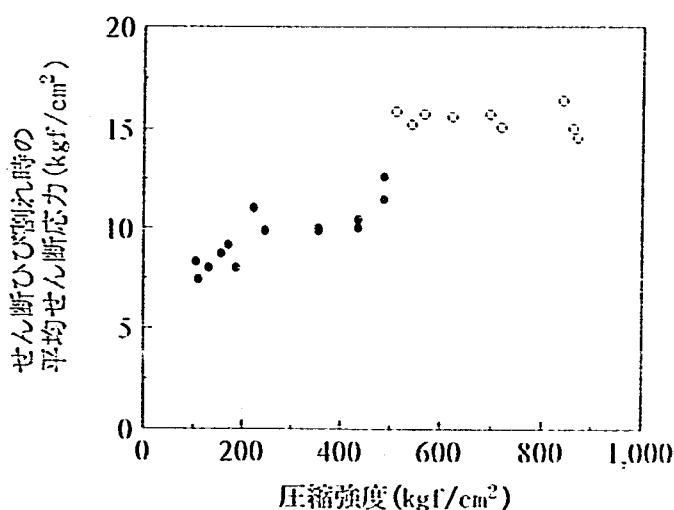


図-5 コンクリート強度と曲げせん断ひび割れ発生時の平均せん断応力の関係

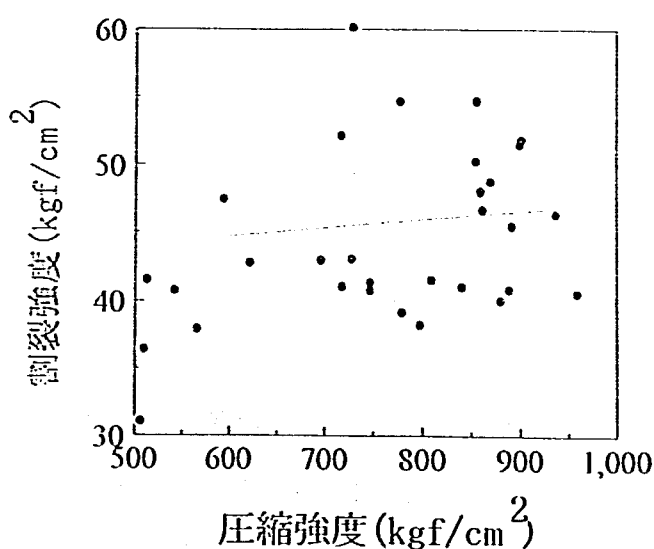


図-6 コンクリートの圧縮強度と割裂強度の関係

ここでは、せん断ひび割れ発生時のせん断力が、デコンプレッションモーメント(M_0)の増加により、どの程度増加するかについて検討を行った。プレストレスの無い供試体($M_0=0$)におけるせん断ひび割れ時のせん断力(V_{cr0})からの、 M_0 の増加に伴うせん断ひび割れ時のせん断力の増加($V_{cr}-V_{cr0}$)と、 M_0/a (a はせん断スパン長) の関係を示したものが図-7である。この結果から、高強度コンクリートにおいても、プレストレスによるせん断ひび割れ発生時のせん断力の増加は、 M_0/a とほぼ線形関係にあることがわかる。 V_{cr} の増加は M_0 の増加に対しておおよそ1.0~2.0倍の間に広がっているが、この倍率についてはコンクリート強度あるいは部材寸法との因果関係は認められなかった。

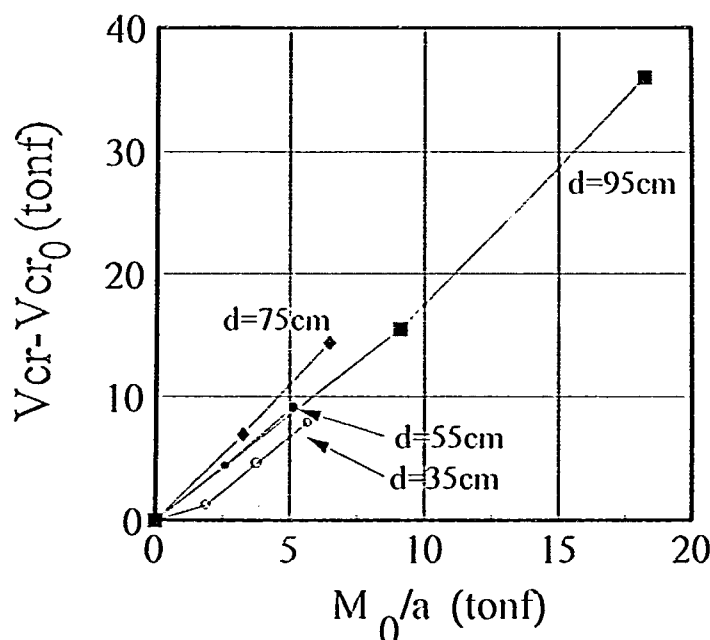


図-7 せん断ひび割れ強度の増加とデコンプレッションモーメントの関係

3. 4 はりの有効高さとせん断ひび割れ発生荷重の関係 (寸法効果)

せん断ひび割れ時の断面の平均せん断応力は、部材の有効高さが大きくなるにつれて、小さくなることが知られている。ここでは、部材の有効高さが35cmの場合を基準として、この時のせん断ひび割れ時の平均せん断応力 (τ_{cr35}) を分母とし、部材の有効高さがそれ以上の場合のせん断ひび割れ時の平均せん断応力度 (τ_{cr}) の比を求めた。この結果を図-8に示す。図中に示した数字はそれぞれ、プレストレスによる部材下縁の圧縮応力度を示す。なお、供試体の有効高さの変化に応じPC鋼材量比が異なっている。PC鋼材量が異なると、せん断ひび割れ時のせん断力がダウエル作用により大きくなることが予想さ

れ、純粋な寸法効果を検討することができない。P C鋼材量の違いによる影響を排除するため、文献 2 を参考に、有効高さが35cmの場合の鋼材量比に基準化できるようせん断力の補正を行った。図中には寸法効果が $-(1/2)$ 、 $-(1/3)$ 、および $-(1/4)$ 乗の割合で表れると仮定した場合の曲線を示す。この結果から、寸法効果は $-(1/3)$ 乗 $\sim$ $-(1/2)$ 乗と顕著に現れていることが分かる。逆に、プレストレスが大きくなるにつれて、寸法効果は顕著でなくなることがわかる。一方、文献1に示されたせん断载荷のうち、今回

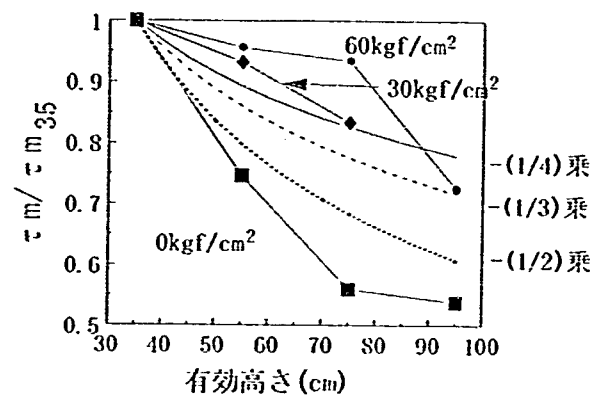


図-8 寸法効果

行った载荷試験とほぼ同じ鉄筋比の実験データをあわせて示したものが図-9である。図中の数字はコンクリートの圧縮強度を示していて、普通強度のコンクリートのみコンクリート強度の違いによる補正を施している。この図から、高強度コンクリートの方がやや寸法効果は顕著にあらわれる傾向があるといえる。

3.5 まとめ

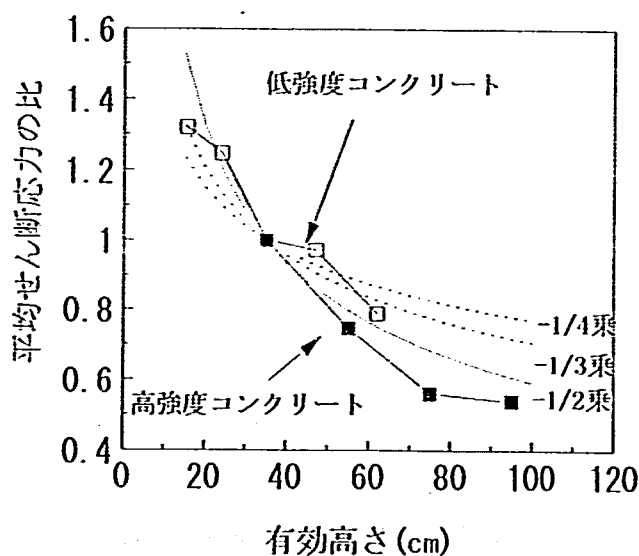


図-9 寸法効果 (異なるコンクリート強度での比較)

- 1) 高強度コンクリートPCはりのせん断ひび割れ強度は、導入されているプレストレス量が0であればコンクリートの圧縮強度約 600kgf/cm^2 を境とし、これ以上圧縮強度を増加させても増加しない。
- 2) 高強度コンクリートPCはりのせん断ひび割れ強度は、導入されているプレストレス量の増加により著しく増加する。プレストレスによるせん断ひび割れ荷重の増加量はデコンプレッションモーメントによって表現される。この増加量にはコンクリート強度あるいは部材の寸法効果は表れない。
- 3) 高強度コンクリートPCはりのせん断ひび割れ強度におよぼす寸法効果は、圧縮強度が 200kgf/cm^2 台のコンクリートと比べやや顕著に表れ、せん断ひび割れ強度は部材の有効高さの $-(1/3)$ 乗 $\sim$ $-(1/2)$ 乗に比例する。

4. 設計指針との関連

4. 1 コンクリートの圧縮強度について

以上の検討結果からコンクリートの設計基準強度が 600kgf/cm^2 を超えても、せん断ひび割れ時のコンクリートの負担するせん断力は、ほとんど増加しないことがわかった。従って、指針（案）では、コンクリートが負担できる平均せん断応力度は、コンクリートの設計基準強度が 600kgf/cm^2 を超えても一定とすることが妥当であると考えられる。

4. 2 寸法効果について

通常強度のコンクリートを用いた部材では、過去の研究結果から部材有効高さの $-(1/4)$ 乗に比例してせん断ひび割れ時の平均せん断応力は低下することが明らかにされ、その成果が土木学会標準示方書に反映されている。今回の実験結果によると、高強度コンクリート部材では更に顕著な寸法効果が生じ、部材有効高さの $-(1/2)$ 乗に比例してせん断ひび割れ時の平均せん断応力は低下することが明らかとなった。

道路橋示方書では、せん断ひび割れ時の平均せん断応力の設計値には、寸法効果を考慮していない。しかし、寸法効果が顕著に現れる高強度コンクリート部材でこれを無視することは適切ではなく、寸法効果を考慮した許容値あるいは設計計算式を提案するか、あるいは寸法効果を見越した余裕のある許容値を設定するなどの対応が必要となる。

ここでは、後者の立場から試験結果を再整理し、せん断ひび割れ時の平均せん断応力の設計値について検討した。

図-10はコンクリートの圧縮強度とせん断ひび割れ時の平均せん断応力の関係について示したものである。平均せん断応力の実験結果は、寸法効果を考慮し部材の寸法が1mの場合に換算した。換算方法は、圧縮強度が 500kgf/cm^2 以下の場合で有効高さの $-(1/4)$ 乗に比例すると仮定し、圧縮強度が

500kgf/cm²を超える場合は有効高さの $1/4$ 乗に比例すると仮定して、それぞれ換算係数を実験結果に掛け合わせるにより行った。また、図-10中には圧縮強度が500kgf/cm²の領域では道路橋示方書の設計値、500kgf/cm²以上の領域では指針(案)に示した設計値を示した。

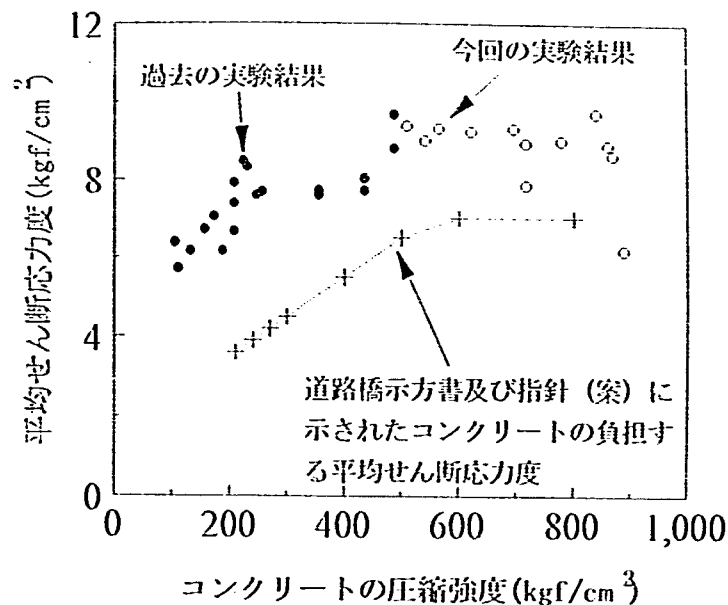


図-10 コンクリートの負担する平均せん断応力の設計値と実験値の比較

この結果から、小さな実験結果がえられた1例(供試体16:H3-75-00)を除いて設計値に対し平均せん断応力は2kgf/cm²程度の余裕を持っていることがわかる。この結果から、本指針(案)で設定した設計値は寸法効果にたいして、従来の強度のコンクリートとほぼ同等の安全性を確保しているものと考えられる。

4.3 プレストレスの影響

プレストレスの導入により、せん断ひび割れ時のせん断力は上昇することが実験結果から確認されたが、プレストレスによる増加分は、部材寸法やコンクリート強度に依存せず、断面のデコンプレッションモーメントとせん断スパン長のみによって決まることが分かった。これまで、設計指針ではプレストレスの影響は、プレストレスによる効果を表わす係数 $(1+M_d/M_p)$ をプレストレスが無い場合にたいして、かけることによって考慮している。しかし、この方法によると、プレストレスによるせん断ひび割れ時のせん断力の増加は、コンクリート強度や部材寸法により変化することになり実験結果と反する。

このため、プレストレスによるせん断ひび割れ時のせん断力の増加は、デコンプレッションモーメントとせん断スパン長の関数として、プレストレスが無い場合にたいしてたし合わせる形式が妥当であると考えられる。すなわち、せん断ひび割れ時にコンクリートが負担できるせん断力 S_c は次式で与えられる。

$$S_c = S_{c0} + \alpha (M_o / a)$$

ここで、 S_{c0} はプレストレスが無い場合のコンクリートが負担するせん断力である。実部材では、分布荷重が作用するので、せん断スパン長 a が曖昧となる。このため、指針（案）ではせん断スパン長を設計曲げモーメント M_d および設計せん断力 S_d をもちいて $a = S_d / M_d$ で与えることとした。すなわち、 S_c は次式で表わされる。

$$S_c = S_{c0} + \alpha S_d (M_o / M_d)$$

ここで係数 α は実験結果から1～2の間にあることが明らかとなった。

なお、上記式が成立するのは、曲げひび割れが発生した後せん断ひび割れが発生する、いわゆる曲げせん断破壊形式の場合にのみ成立し、曲げひび割れが発生する以前にせん断破壊を生じるような場合には成立しない。すなわち、 $M_o / M_d \geq 1$ の区間では曲げひび割れが生じる以前にせん断ひび割れが生じる可能性が高いと考えられるのでは以上の値を用いることは適切ではないと考えられる。

一方、実験結果によると α の値として1～2とかなり大きな変動があるが指針（案）では安全側を見込んで $\alpha = 1$ を採用している。ここで指針（案）にしたがって計算されるコンクリートの負担できるせん断力の計算結果と実験結果を全供試体について比較した結果を図-11に示す。

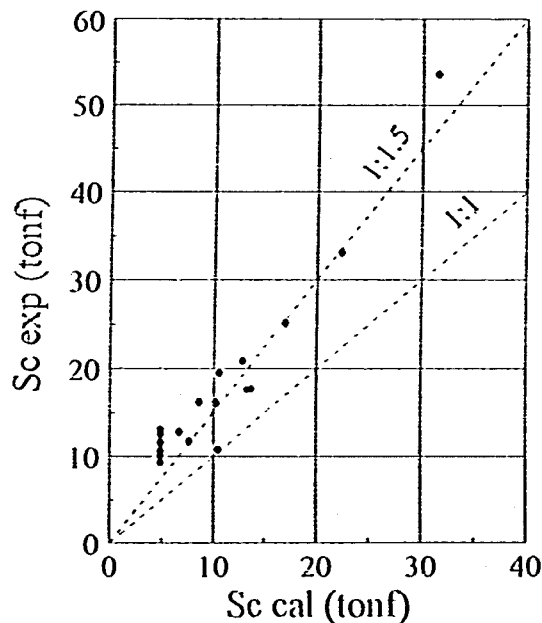


図-11 コンクリートの負担するせん断力の
実験値と予測値の比較

上記の結果によると、本指針（案）に従って計算されるせん断ひび割れ時のコンクリートの負担するせん断力は、実験結果に対し約1.5程度の安全率が確保されていることがわかる。

以上の検討結果から、本指針（案）によりせん断ひび割れ時のせん断力が適切に評価できることが明らかとなった。

参考文献

- 1) 小林茂敏、森濱和正、高橋正志：鉄筋コンクリート部材のせん断実験データ集、土木研究所資料第2045号、1984年3月
- 2) Okamura, H., Higai, T., : "Proposed design equation for shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement", 土木学会論文集、第300号、1980年8月

5. 高強度コンクリートを用いたプレキャスト製PC 部材の製造に関する実態調査

1. 概要

現在、プレストレストコンクリート部材については、JIS A 5319-1995（軽荷重スラブ橋用プレストレストコンクリート橋げた）にコンクリート強度 700kgf/cm^2 が規格として取り入れられている。また、JIS A 5354-1993（コンクリート矢板）のプレテンション方式で 700kgf/cm^2 が規格として取り入れられている。

平成6年4月にプレストレスト・コンクリート建設業協会会員会社の工場に実態調査をアンケートによってデーターを収集し、回答のあった全国69工場の結果をまとめたものである。

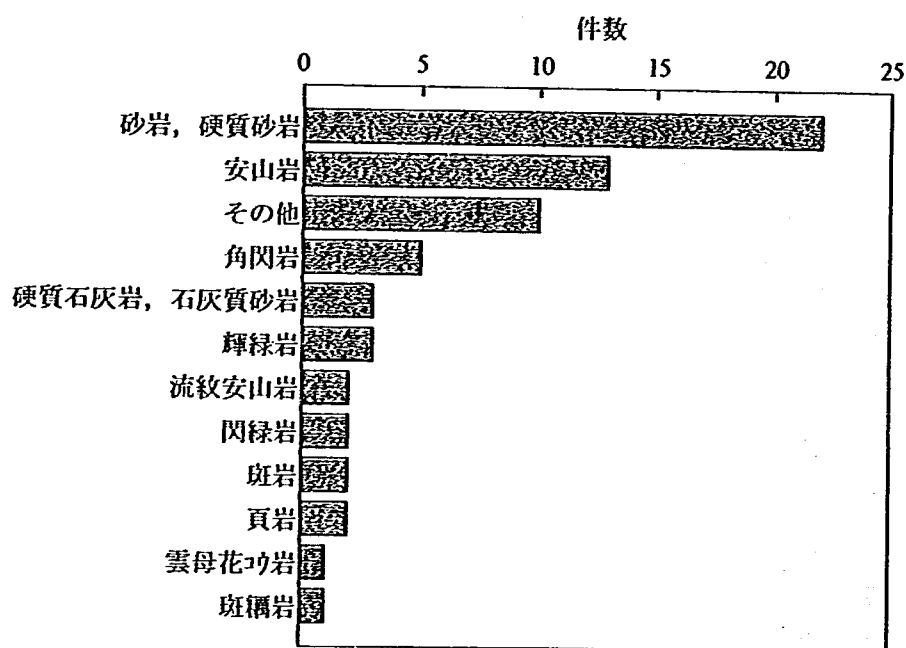
配合については、 700kgf/cm^2 のコンクリートの使用実績の無い場合は、 500kgf/cm^2 の配合について参考として収録した。

2. 粗骨材の材質

使用されている粗骨材の材質に関する調査結果を表－1 および図－1 に示す。

図－1 粗骨材の材質について

材 質	件 数
砂岩, 硬質砂岩	22
安山岩	13
その他	10
角閃岩	5
硬質石灰岩, 石灰質砂岩, 石灰岩	3
輝緑岩	3
流紋安山岩	2
閃緑岩	2
斑岩	2
頁岩	2
雲母花崗岩	1
斑礫岩	1



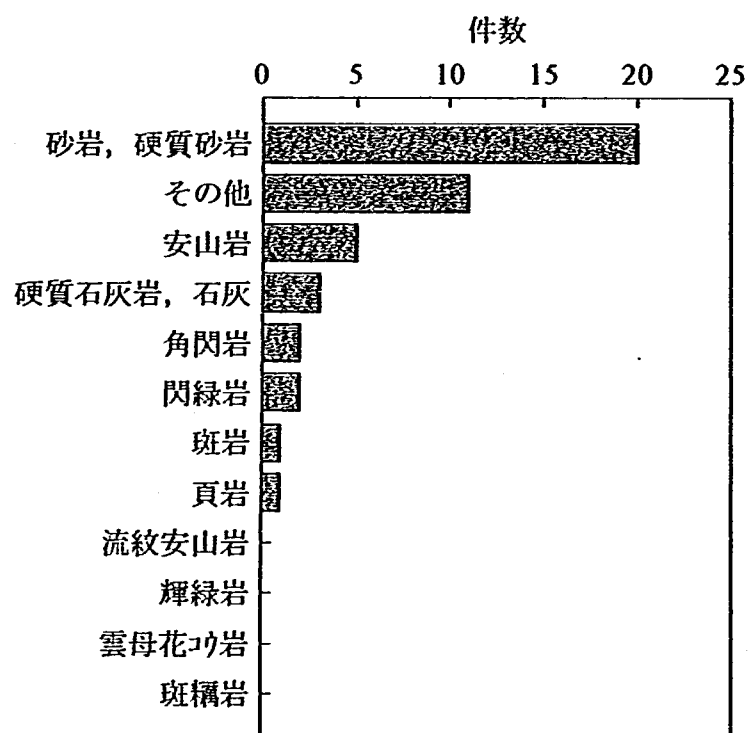
図－1 粗骨材の材質

3. 細骨材の材質

使用されている細骨材の材質に関する調査結果を表－2および図－2に示す。

図－2 細骨材の材質について

材 質	件 数
砂岩, 硬質砂岩	20
その他(上記以外)	11
安山岩	5
硬質石灰岩, 石灰質砂岩, 石灰岩	3
角閃岩	2
閃緑岩	2
斑岩	1
頁岩	1
流紋安山岩	0
輝緑岩	0
雲母花崗岩	0
斑禰岩	0



図－2 細骨材の材質

4. 設計基準強度 700kgf/cm²の場合の単位セメント量

設計基準強度が 700kgf/cm²の場合の単位セメント量の調査結果を表-3および図-3に示す。

表-3 単位セメント量

セメント量(kg/m ³)	件 数
450未満	1
450～459	5
460～469	2
470～479	5
480～489	9
490～499	6
500～509	9
510～519	4
520～529	1
530～539	3
540～549	2
550～559	5
560～569	1
570以上	5

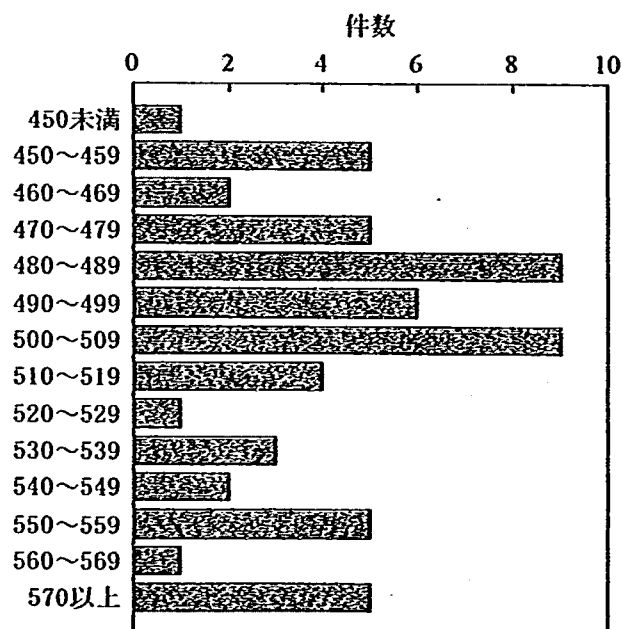


図-3 単位セメント量の分布

5. 設計基準強度700kgf/cm²の場合の水セメント比

設計基準強度が700kgf/cm²の場合の水セメント比の調査結果を表-4および図-4に示す。

表-4 水セメント比の分布

水セメント比 (%)	件 数
26.0未満	5
26.0～26.9	3
27.0～27.9	6
28.0～28.9	7
29.0～29.9	7
30.0～30.9	10
31.0～31.9	5
32.0～32.9	7
33.0～33.9	4
34.0～34.9	2
35.0～35.9	1
36.0以上	1

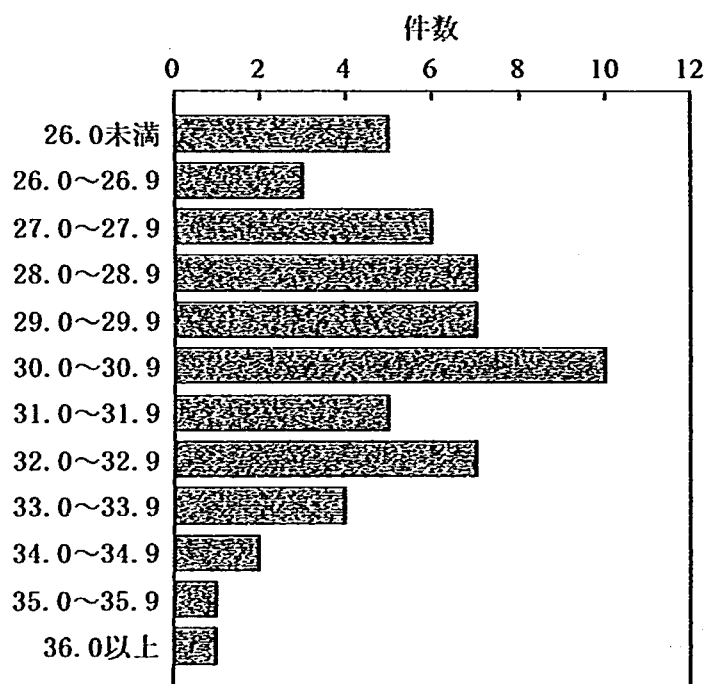


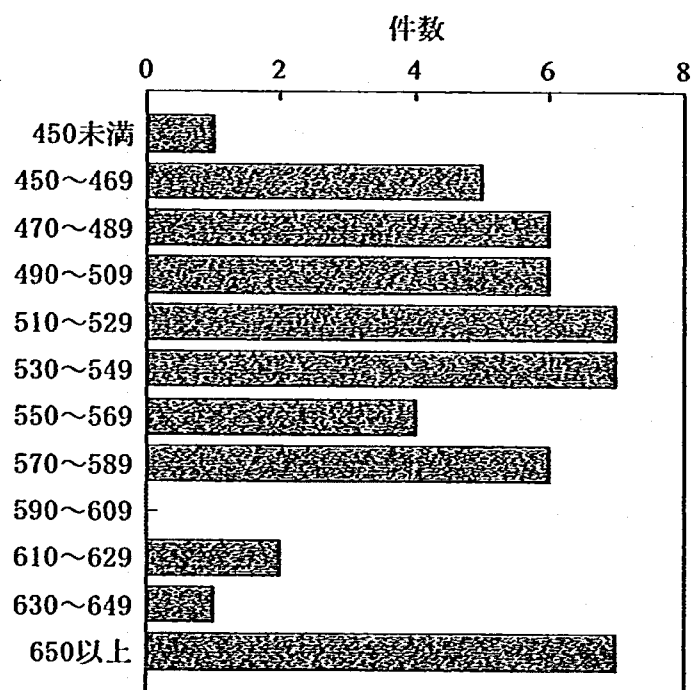
図-4 水セメント比の分布

6. プレストレス導入時のコンクリートの圧縮強度（設計基準強度700kgf/cm²）

プレストレス導入時のコンクリートの圧縮強度（設計基準強度700kgf/cm²）の調査結果を表ー5および図ー5に示す。

表ー5 プレストレス導入時のコンクリートの圧縮強度

圧縮強度(kgf/cm ²)	件 数
450未満	1
450～469	5
470～489	6
490～509	6
510～529	7
530～549	7
550～569	4
570～589	6
590～609	0
610～629	2
630～649	1
650以上	7



図ー5 プレストレス導入時のコンクリートの圧縮強度

7. 材齢28日における圧縮強度（設計基準強度700kgf/cm²）

材齢28日のコンクリートの圧縮強度（設計基準強度700kgf/cm²）の調査結果を表-6および図-6に示す。

表-6 材齢28日のコンクリートの
圧縮強度

圧縮強度(kgf/cm ²)	件 数
730未満	0
730～739	3
740～749	2
750～759	4
760～769	2
770～779	4
780～789	5
790～799	6
800～809	7
810～819	10
820～829	2
830～839	1
840～849	2
850～859	0
860～869	2
870～879	2

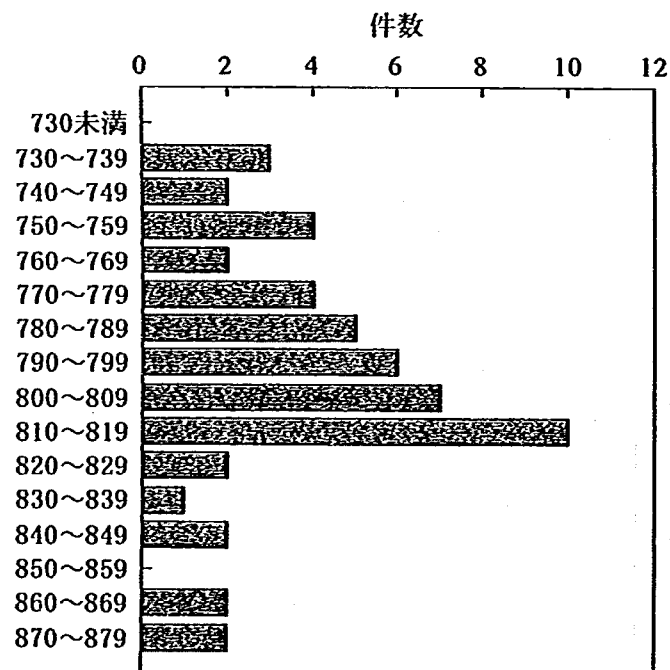


図-6 材齢28日のコンクリートの圧縮強度

8. まとめ

プレストレス導入時のコンクリートの圧縮強度は、導入応力度の1.7倍以上でかつ300 kgf/cm²を上回ることが原則となっている。今回の調査結果では設計基準強度が700kgf/cm²の場合、プレストレス導入時での圧縮強度が平均値で544kgf/cm²となっていて、導入応力度の1.7倍(=459kgf/cm²)を大きく上回る結果となっていた。設計基準強度が800kgf/cm²の場合では、プレストレス導入時に要求されるコンクリート強度は510kgf/cm²であることを考えると、プレストレス導入時のコンクリート強度については、ほぼ問題なくクリアできるものと考えられる。

次に、水セメント比の調査結果をもとに、設計基準強度が500kgf/cm²および700kgf/cm²の場合の水セメント比の平均値および平均値から±1σの範囲を求めた結果を図-7に示す。図中の曲線は、セメント水比とコンクリート強度が直線関係にあると仮定して求められた曲線である。

この結果から、設計基準強度が800 kgf/cm²の場合では、水セメント比は25%~30%程度まで低下するものと予想される。

設計基準強度が800 kgf/cm²を超えるとさらに水セメント比が低下し、高性能AE減水剤を用いても、施工性を確保することは難しいと予想される。本指針(案)で対象とするコンクリート強度の範囲では、ポルトランドセメントと高性能AE減水剤を用いることにより、高強度コンクリート部材の製造が可能であるが、これを超える超高強度コンクリートについては、シリカヒュームの利用などの手段を講ずる必要があるものと考えられる。

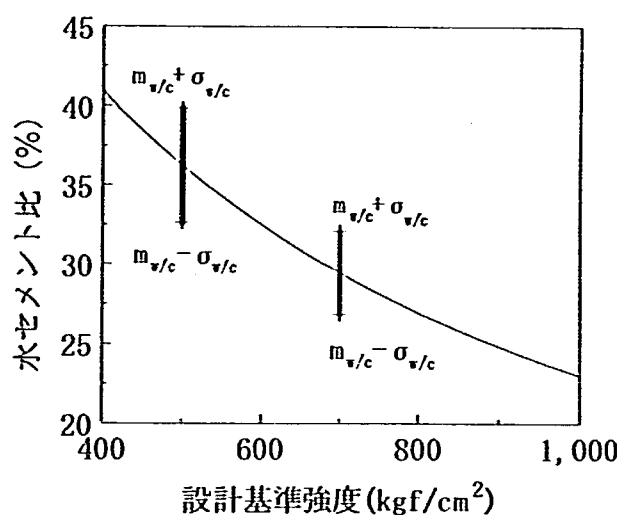


図-7 設計基準強度と水セメント比の関係

6. 高強度コンクリートを用いたPC橋桁の設計例

次の2ケースについて、参考として以下に設計例を示す。

- ・プレテンション方式PC単純床版橋 ($\sigma_{ck}=700\text{ kg f/cm}^2$)
- ・ポストテンション方式PC単純Tげた橋 (ブロック桁 $\sigma_{ck}=700\text{ kg f/cm}^2$)

プレテンション方式PC単純床版橋 ($\sigma_{ck} = 700 \text{ kgf/cm}^2$)

1. 設計条件

- ・橋 種 プレストレストコンクリート道路橋
- ・形 式 プレテンション方式PC単純床版橋
- ・活 荷 重 B活荷重
- ・衝撃係数 L荷重 $i = 10/(25+L)$
 T荷重 $i = 20/(50+L)$
- ・橋 長 20.800m
- ・け た 長 20.700m
- ・支 間 20.000m
- ・総 幅 員 12.500m (0.400m + 3.000m + 8.500m + 0.600m)
- ・斜 角 90°
- ・雪 荷 重 100kgf/m²
- ・終局荷重作用時の荷重の組合せ
 - 1.3 × 【死荷重】 + 2.5 × 【活荷重 + 衝撃】
 - 1.0 × 【死荷重】 + 2.5 × 【活荷重 + 衝撃】
 - 1.7 × 【死荷重 + 活荷重 + 衝撃】
- ・材料強度および許容応力度

コンクリート

(kgf/cm²)

		主げた	場所打ち
設計基準強度	設計荷重時	700	300
	プレストレス導入時	440	250
許容曲げ圧縮応力度	設計荷重時 (箱形)	230	110
	プレストレス導入時 (箱形)	260	140
許容曲げ引張応力度	設計荷重時	-20	0
	死荷重時	0	0
	プレストレス導入直後	-21	0
コンクリートが負担できるせん断応力度		7	—
平均せん断応力度の最大値 (せん断力のみ)		65	—
許容斜引張応力度 (せん断力のみ)		13	—

PC鋼材

		主げた	横げた
PC鋼材種類		IS15.2B	IS19.3
引張応力度 (kgf/mm ²)		190	190
降伏点応力度 (kgf/mm ²)		160	160
許容引張応力度 (kgf/mm ²)	設計荷重時	114	114
	ブレ導入直後	133	133
	初期引張時	144	144

鉄筋

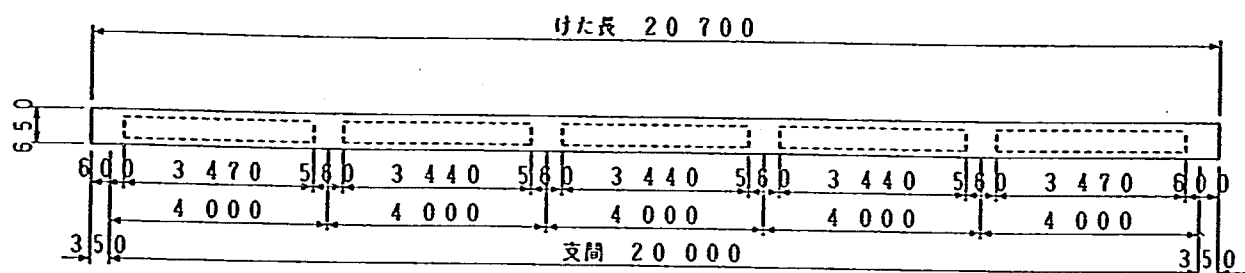
(kgf/cm ²)		
	主げた	床版
鉄筋種類	SD295A	
許容引張応力度	1800	1400
降伏点応力度	3000	3000

材料の特性値

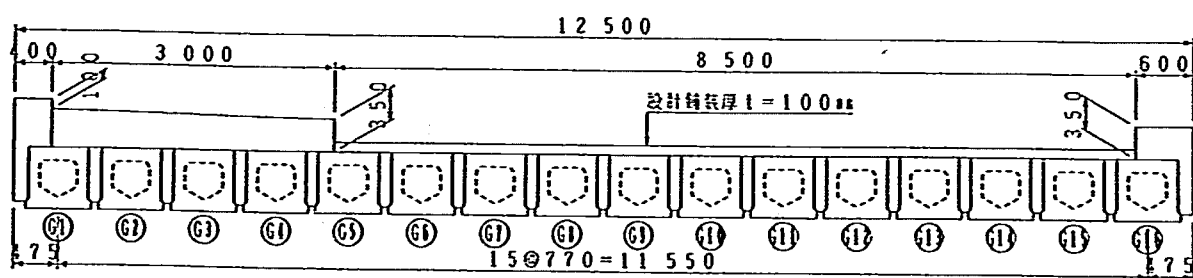
		主げた	場所打ち
コンクリートのヤング係数	設計荷重時 (kgf/cm ²)	3.70×10^5	2.80×10^5
	導入直後 (kgf/cm ²)	3.14×10^5	—
コンクリートの単位重量 (tf/m ³)		2.550	2.500
コンクリートのクリープ係数		合成前 1.2 合成後 1.8	2.8
コンクリートの乾燥収縮		合成前 7.0×10^{-5} 合成後 13.0×10^{-5}	20.0×10^{-5}
PC鋼材のヤング係数 (kgf/cm ²)		2.0×10^8	2.0×10^8
PC鋼材種別		IS15.2B	IS19.3
PC鋼材断面積 (mm ²)		138.7	243.7
PC鋼材のリラクセーション率(%)		導入迄 6.0 導入後 5.0	5.0
鉄筋のヤング係数 (kgf/cm ²)		2.1×10^8	2.1×10^8

2. 検討支間および幅員構成

側 面 図

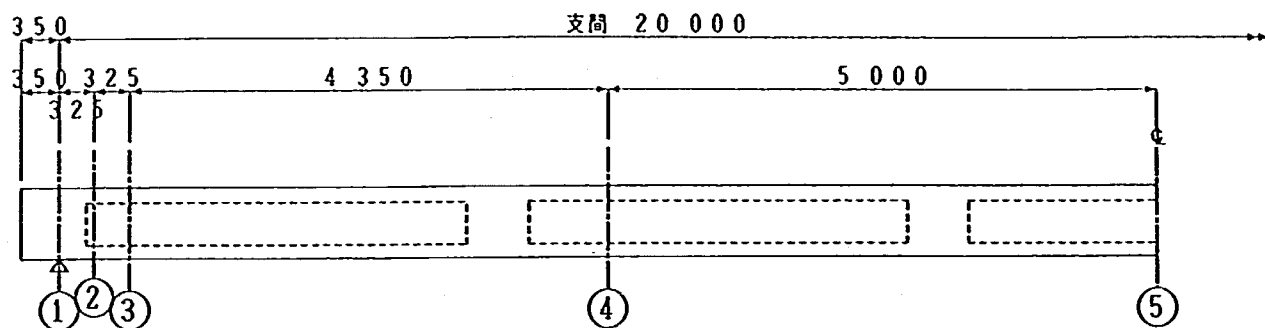


断 面 図

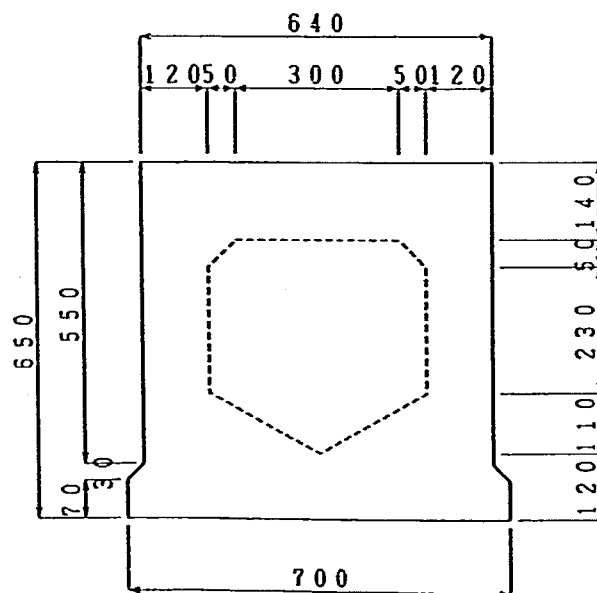


3. 主げたの設計

1) 設計断面



2) 主げた形状



3) 各桁の断面力

ギヨン・マソネーの分配理論により断面力を算出する。

a) 曲げモーメント (支間中央)

(tf・m)

桁番号		G 1	G 2	G 3	G 1 4	G 1 5	G 1 6
主げた自重		39.2	39.2	39.2	39.2	39.2	39.2
場所打ち		4.4	8.8	8.8	8.8	8.8	4.4
橋面荷重		22.9	22.3	21.9	18.1	17.9	17.8
雪荷重		3.9	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9
死荷重合計		70.4	74.2	73.8	70.0	69.8	65.3
活荷重	L 荷重	26.6	27.1	27.5	33.3	33.8	34.3
	群集荷重	4.7	4.5	4.3	2.4	2.2	2.1
	合 計	31.3	31.6	31.8	35.7	36.0	36.4
設計荷重合計		101.7	105.8	105.6	105.8	105.8	101.7

b) セン断力 (支点からけた高の1/2点)

(tf)

桁番号		G 1	G 2	G 3	G 1 4	G 1 5	G 1 6
主げた自重		7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6
場所打ち		0.9	1.7	1.7	1.7	1.7	0.9
橋面荷重		4.5	4.4	4.3	3.4	3.4	3.4
雪荷重		0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
死荷重合計		13.8	14.5	14.4	13.5	13.5	12.7
活荷重	L 荷重	5.9	6.0	6.1	7.6	7.6	7.6
	群集荷重	1.0	0.9	0.9	0.5	0.4	0.4
	合 計	6.9	6.9	7.0	8.1	8.0	8.0
設計荷重合計		20.7	21.4	21.4	21.5	21.5	20.7

4) 設計断面の断面力

設計主げたはG 1 5 げたとする。

a) 曲げモーメント

(tf・m)

断面番号	①	②	③	④	⑤
支点よりの距離(m)	0.0	0.325	0.65	5.0	10.0
主げた自重	0.0	2.5	4.9	29.4	39.2
場所打ち	0.0	0.6	1.1	6.6	8.8
橋面荷重	0.0	1.1	2.3	13.5	17.9
雪荷重	0.0	0.3	0.5	2.9	3.9
死荷重合計	0.0	4.5	8.8	52.4	69.8
活荷重合計	0.0	2.3	4.5	27.0	36.0
設計荷重合計	0.0	6.8	13.3	79.4	105.9

b) セン断力

(tf)

断面番号	①	②	③	④	⑤
支点よりの距離(m)	0.0	0.325	0.65	5.0	10.0
主げた自重	7.8	7.6	7.3	3.9	0.0
場所打ち	1.8	1.7	1.6	0.9	0.0
橋面荷重	3.6	3.4	3.4	1.8	0.0
雪荷重	0.8	0.8	0.7	0.4	0.0
死荷重合計	14.0	13.5	13.1	7.0	0.0
活荷重合計	8.1	8.0	7.8	5.3	2.5
設計荷重合計	22.1	21.5	20.8	12.3	2.5

5) 断面諸常数

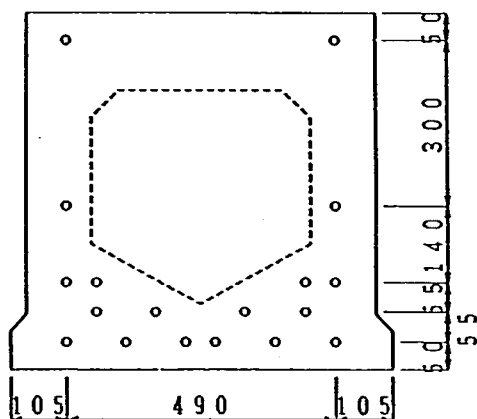
項目		断面番号	①	②	③	④	⑤
総 断 面	断面積 (cm ²)		2896	2896	2896	2896	2896
	断面二次モーメント (cm ⁴)		1373760	1373760	1373760	1373760	1373760
	中立軸 (cm)	上縁まで	33.6	33.6	33.6	33.6	33.6
		下縁まで	-31.4	-31.4	-31.4	-31.4	-31.4
	断面係数 (cm ³)	上縁	40896	40896	40896	40896	40896
		下縁	-43739	-43739	-43739	-43739	-43739
	断面一次モーメント (cm ³)		28880	28880	28880	28880	28880
P C 換 算	断面積 (cm ²)		3006	3006	3006	3055	3055
	断面二次モーメント (cm ⁴)		1425060	1425060	1425060	1451210	1451210
	中立軸 (cm)	上縁まで	34.1	34.1	34.1	34.5	34.5
		下縁まで	-30.9	-30.9	-30.9	-30.5	-30.5
		鋼材図心	-13.4	-13.4	-13.4	-16.0	-16.0
	断面係数 (cm ³)	上縁	41793	41793	41793	42102	42102
		下縁	-46116	-46116	-46116	-47532	-47532
		鋼材図心	-106778	-106778	-106778	-90742	-90742
場 所 打 ち 換 算	断面積 (cm ²)		3336	3336	3336	3385	3385
	断面二次モーメント (cm ⁴)		1545270	1545270	1545270	1575430	1575430
	中立軸 (cm)	上縁まで	32.4	32.4	32.4	32.7	32.7
		下縁まで	-32.6	-32.6	-32.6	-32.3	-32.3
		鋼材図心	-15.1	-15.1	-15.1	-17.7	-17.7
	断面係数 (cm ³)	上縁	47716	47716	47716	48114	48114
		下縁	-47379	-47379	-47379	-48840	-48840
		鋼材図心	-102609	-102609	-102609	-88917	-88917

6) プレストレスの計算

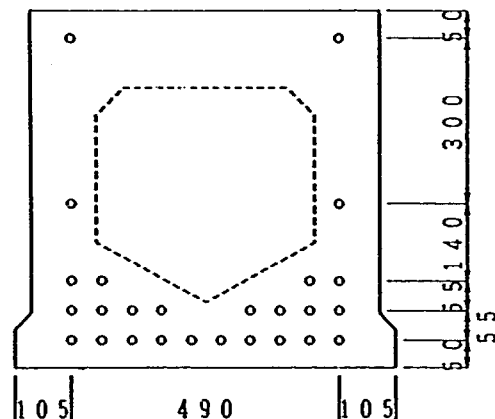
a) 鋼材配置本数

使用鋼材 SWPR7BN 15.2mm

支点断面



支間中央断面



断面番号		①	②	③	④	⑤
支点よりの距離(m)		0.0	0.325	0.65	5.0	10.0
各段 本数	下縁より600mm	2	2	2	2	2
	300mm	2	2	2	2	2
	160mm	4	4	4	4	4
	105mm	4	4	4	8	8
	50mm	6	6	6	10	10
合計本数		18	18	18	26	26
P C鋼材図心位置(mm)		175.6	175.6	175.6	145.4	145.4

b) プレストレスの計算

初期緊張力

$$\sigma_{pi} = 136 \text{ kgf/mm}^2$$

(kgf/mm²)

断面番号		①	②	③	④	⑤
リクセーションによる減少量(緊張前) (kgf/mm ²)		8.16	8.16	8.16	8.16	8.16
弾性変形による減少量 (kgf/mm ²)		9.30	9.15	9.01	12.72	12.04
導入直後の引張応力度 (kgf/mm ²)		118.54	118.69	118.83	115.12	115.80
クリープ・乾燥収縮による減少量 (kgf/mm ²)		24.65	24.19	23.75	27.79	25.86
リクセーションによる減少量(緊張後) (kgf/mm ²)		5.93	5.93	5.14	5.76	5.79
有効引張応力度 (kgf/mm ²)		87.96	88.56	89.14	81.57	84.15
有効係数		0.74	0.75	0.75	0.71	0.73
導入直後プレストレス による応力度 (kgf/cm ²)	上 縁	3.9	4.0	4.0	-21.8	-21.9
	下 縁	184.1	184.3	184.6	275.6	277.2
有効プレストレス による応力度 (kgf/cm ²)	上 縁	2.9	3.0	3.0	-15.5	-15.9
	下 縁	136.6	137.5	138.4	195.3	201.5

7) 曲げ応力度の合成

(kgf/cm²)

断面番号		①	②	③	④	⑤
支点よりの距離(m)		0.0	0.325	0.65	5.0	10.0
主げた自重	上 縁	0.0	6.0	11.8	69.8	93.1
	下 縁	0.0	-5.4	-10.7	-61.8	-82.4
場所打ち	上 縁	0.0	1.3	2.6	15.6	20.8
	下 縁	0.0	-1.2	-2.4	-13.8	-18.4
橋面荷重	上 縁	0.0	2.4	4.7	28.0	37.3
	下 縁	0.0	-2.4	-4.8	-27.5	-36.7
雪荷重	上 縁	0.0	0.6	1.1	6.1	8.1
	下 縁	0.0	-0.6	-1.0	-6.1	-8.1
死荷重合計	上 縁	0.0	10.3	20.2	119.5	159.3
	下 縁	0.0	-9.6	-18.9	-109.2	-145.6
活荷重	上 縁	0.0	4.8	9.5	56.2	74.9
	下 縁	0.0	-4.9	-9.6	-55.4	-73.8
設計荷重合計	上 縁	0.0	15.1	29.7	175.6	234.2
	下 縁	0.0	-14.5	-28.4	-164.5	-219.4
導入直後 プレストレス	上 縁	3.9	4.0	4.0	-21.8	-21.9
	下 縁	184.1	184.3	184.6	275.6	277.2
有効 プレストレス	上 縁	2.9	3.0	3.0	-15.5	-15.9
	下 縁	136.6	137.5	138.4	195.3	201.5
合成応力度 (導入直後)	上 縁	3.9	10.0	15.8	48.0	71.2
	下 縁	184.1	178.9	173.9	213.7	194.8
合成応力度 (死荷重時)	上 縁	2.9	13.2	23.2	104.0	143.3
	下 縁	136.6	128.0	119.6	86.1	55.9
合成応力度 (設計荷重時)	上 縁	2.9	18.0	32.7	160.2	218.3
	下 縁	136.6	123.1	110.0	30.7	-17.9

許容値

導入直後 $-21(0) < \sigma < 260 \text{ kgf/cm}^2$

死荷重時 $0 < \sigma < 230 \text{ kgf/cm}^2$

設計荷重時 $-20 < \sigma < 230 \text{ kgf/cm}^2$

*()内は、上縁

8) せん断応力度の検討

a) せん断力の集計

(tf)

断面番号	①	②	③	④	⑤
支点よりの距離(m)	0.0	0.325	0.65	5.0	10.0
死荷重 S_{dl}	14.0	13.5	13.1	7.0	0.0
活荷重 S_L	8.1	8.0	7.8	5.3	2.5
$1.3 S_{dl} + 2.5 S_L$	38.5	37.4	36.4	22.4	6.2
$1.0 S_{dl} + 2.5 S_L$	34.3	33.4	32.5	20.3	6.2
$1.7 \times (S_{dl} + S_L)$	37.6	36.5	35.4	20.9	4.2
設計荷重時せん断力	22.1	21.5	20.8	12.3	2.5
終局荷重時せん断力	38.5	37.4	36.4	22.4	6.2

b) 設計荷重時

断面番号	①	②	③	④	⑤
支点よりの距離(m)	0.0	0.325	0.65	5.00	10.00
設計せん断力 S_h (tf)	22.1	21.5	20.8	12.3	2.5
ウェブ厚 B_w (cm)	24.0	24.0	24.0	24.0	24.0
平均有効高さ d (cm)	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
平均せん断 平均せん断応力度(kgf/cm ²)	15.3	14.9	14.5	8.5	1.7
コンクリートが負担できる 平均せん断応力度(kgf/cm ²)	7.0				
斜断面一次モーメント Q (cm ³)	29588	29588	29588	30110	30110
引断面二次モーメント I (cm ⁴)	1425060	1425060	1425060	1451210	1451210
張せん断応力度 τ (kgf/cm ²)	19.1	18.6	18.0	10.6	2.2
応圧縮応力度 σ_c (kgf/cm ²)	73.1	73.6	74.0	96.3	99.3
力斜引張応力度 σ_l (kgf/cm ²)	-4.7	-4.4	-4.2	-1.2	-0.1
度許容斜引張応力度(kgf/cm ²)	-13.0				

c) 終局荷重時

断面番号		①	②	③	④	⑤
支点よりの距離 (m)		0.0	0.325	0.65	5.00	10.00
設計せん断力 S_b (tf)		38.5	37.4	36.4	22.4	6.2
ウェブ厚 B_w (cm)		24.0	24.0	24.0	24.0	24.0
有効高さ d (cm)		60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
平均せん断応力度 (kgf/cm ²)		26.7	26.0	25.3	15.6	4.3
平均せん断応力度の最大値 (kgf/cm ²)		65.0	65.0	65.0	65.0	65.0
引張縁で0曲げモーメント M_0 (tf*m)		63.0	63.4	63.8	92.8	95.8
終局曲げモーメント M_d (tf*m)		0.0	11.6	22.7	135.6	180.8
斜 引 張 鋼 材	M_0/M_d	∞	5.47	2.81	0.68	0.53
	$Sh \cdot M_0/M_d$ (tf)	∞	204.4	102.3	15.3	3.3
	負担せん断応力度 τ_c (kgf/cm ²)	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
	$\tau_c \cdot B_w \cdot d$ (tf)	10.1	10.1	10.1	10.1	10.1
	$\tau_c \cdot B_w \cdot d + Sh \cdot (M_0/M_d)$ (tf)	∞	214.5	112.4	25.4	13.4
	$2.5 \cdot \tau_c \cdot B_w \cdot d$ (tf)	25.2	25.2	25.2	25.2	25.2
	コンクリート負担せん断力 S_c (tf)	25.2	25.2	25.2	25.2	13.4
	斜引張鉄筋負担せん断力 Sh' (tf)	13.3	12.2	11.2	-2.8	-7.2
	計算による必要間隔(D10) a (cm)	16.8	18.3	19.9	—	—
最少鉄筋量から求まる間隔 a (cm)		29.7	29.7	29.7	29.7	29.7

* プレストレス力および軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント(kgf・cm)

斜引張鉄筋

$$A_w = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot a}{\sigma_{sa} \cdot d}$$

斜引張鉄筋としてD10をU型に配置するとする。

$$A_w = 0.7133 \times 2 = 1.4266 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sa} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$$

最小鉄筋量

$$A_{wmin} = 0.002 \cdot B_w \cdot a$$

9) 曲げ破壊安全度の検討

a) 曲げモーメントの集計

(tf・m)

断面番号	①	②	③	④	⑤
支点よりの距離(m)	0.0	0.325	0.65	5.0	10.0
死荷重M _{d1}	0.0	4.5	8.8	52.4	69.9
活荷重M _L	0.0	2.3	4.5	27.0	36.0
1.3M _{d1} +2.5M _L	0.0	11.6	22.7	135.6	180.8
1.0M _{d1} +2.5M _L	0.0	10.2	20.1	119.9	159.9
1.7×(M _{d1} +M _L)	0.0	11.5	22.6	134.9	179.9
終局荷重時曲げモーメント	0.0	11.8	22.7	135.6	180.8

b) 曲げ破壊安全度の照査

$\epsilon_{cu}=0.0025$

断面番号	①	②	③	④	⑤
支点よりの距離(m)	0.0	0.325	0.65	5.0	10.0
有効高さ d (cm)	47.4	47.4	47.4	50.5	50.5
P C 鋼材の引張強さ σ_{pu} (kgf/mm ²)	190.0	190.0	190.0	190.0	190.0
引張鋼材断面積 A_p (cm ²)	24.97	24.97	24.97	36.06	36.06
圧縮フランジの有効幅 b (cm)	64.0	64.0	64.0	64.0	64.0
圧縮縁から中立軸距離 x (cm)	16.1	16.1	16.1	29.6	29.6
圧縮縁から圧縮合力作用点 kx (cm)	5.8	5.8	5.8	8.7	8.7
$d - kx$ Z (cm)	41.7	41.7	41.7	41.7	41.7
鋼材の引張応力度の合力 T (tf)	441.1	441.1	441.1	637.2	637.2
コンクリートの圧縮応力度の合力 C (tf)	441.1	441.1	441.1	637.2	637.2
破壊抵抗曲げモーメント M_u (tf・m)	183.7	183.7	183.7	265.9	265.9
終局荷重時曲げモーメント M_r (tf・m)	0.0	11.6	22.7	135.6	180.8
安全度 F	—	15.9	8.1	2.0	1.5

4. 横げたの設計

1) 断面力の計算

ギヨン・マソネーの方法による。

2) 断面力の集計

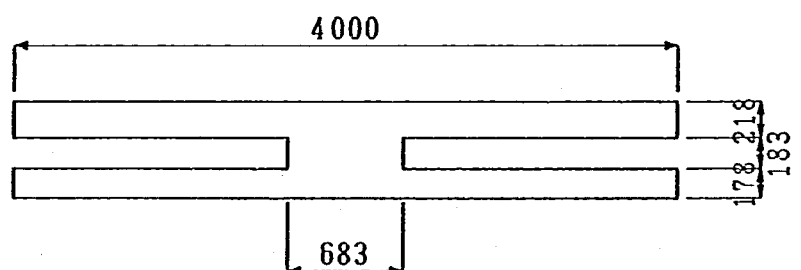
(tf・m)

	曲げモーメント
橋面荷重	-8.79
雪荷重	-0.04
活荷重 (+)	16.64
活荷重 (-)	-5.93
群集荷重	-1.89
合計最大 (+)	7.85
合計最小 (-)	-16.65

3) 断面常数

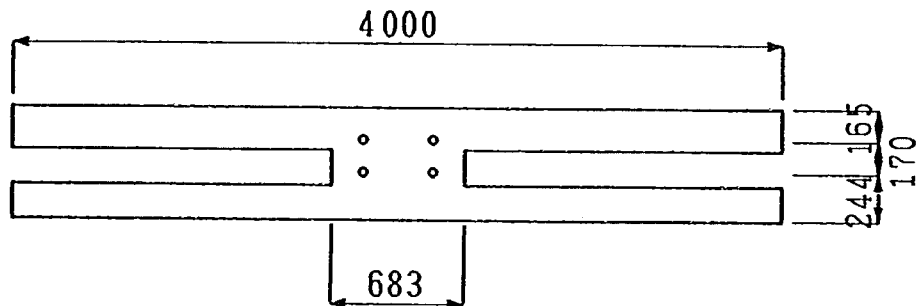
場所打ち部について検討を行う。

断面積	(cm ²)	17119
上縁までの距離	(cm)	28.3
下縁までの距離	(cm)	-29.7
偏心距離	(cm)	3.3
断面2次モーメント	(cm ⁴)	6300460
上縁断面係数	(cm ³)	222713
下縁断面係数	(cm ³)	-212063



4) プレストレスの計算

PC鋼材は、下図のようにSWPR19N 19.3mmを4本配置する。



初期緊張応力度 $\sigma_{pi} = 136.0 \text{ kgf/mm}^2$

有効引張応力度 $\sigma_{pe} = 112.1 \text{ kgf/mm}^2$

5) 曲げ応力度

		(kgf/cm ²)	
		Mmax	Mmin
荷重による応力度	上縁	3.5	-7.5
	下縁	-3.7	7.9
プレストレスによる応力度	上縁	8.0	8.0
	下縁	4.7	4.7
合 計	上縁	11.5	0.5
	下縁	1.0	12.5

許容値

$$0 < \sigma < 110 \text{ kgf/cm}^2$$

5. たわみの集計

1) 荷重によるたわみ

$$\delta = \frac{5 \cdot M \cdot L^2}{48 \cdot E_c \cdot I_c}$$

M : 曲げモーメント

L : 支間長 (L=20.000m)

E_c : 主げたコンクリートのヤング係数

I_c : 主げた断面二次モーメント

2) クリープによるたわみ

$$\delta_s = \phi (\delta_p + \delta_d)$$

φ : クリープ係数

δ_p : プレストレスによるたわみ

δ_d : 死荷重によるたわみ

支間中央

	曲げモーメント (tf・m)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	断面二次 モーメント (cm ⁴)	たわみ (cm)
①けた自重	39.2	3.14×10 ⁵	1451210	3.6
②導入直後プレストレス	-66.8	3.14×10 ⁵	1451210	-6.9
③場所打ちコンクリート	8.8	3.70×10 ⁵	1575430	0.7
④橋面荷重	17.9	3.70×10 ⁵	1575430	1.3
⑤設計荷重時プレストレス	-48.5	3.70×10 ⁵	1575430	-4.3
⑥活荷重	36.1	3.70×10 ⁵	1575430	2.5
φ (①+③+④+1/2 (②+⑤)) ⑦クリープ	—	—	—	0.0
①+② 導入直後のたわみ				-3.4

活荷重によるたわみ

$$\frac{\text{活荷重たわみ}}{\text{支間}} = \frac{2.5}{2000} = \frac{1}{792} < \frac{1}{600}$$

6. 反力の集計

1) けた反力 (活荷重に衝撃を含む)

(tf)

		G 1	G 2	G 3	G 1 4	G 1 5	G 1 6
主げた自重		8.22	8.22	8.22	8.22	8.22	8.22
場所打ち		0.91	1.81	1.81	1.81	1.81	0.91
橋面荷重		5.55	5.44	5.34	4.55	4.52	4.50
死荷重合計		14.67	15.48	15.37	14.58	14.55	13.63
活 荷 重	P1分布荷重	4.45	4.53	4.61	5.59	5.66	5.75
	P2分布荷重	1.75	1.78	1.81	2.19	2.23	2.26
	群集荷重	0.96	0.93	0.89	0.49	0.46	0.43
	合 計	7.17	7.24	7.31	8.26	8.35	8.44
合 計		21.84	22.72	22.69	22.84	22.91	22.07

2) 全体反力 (活荷重に衝撃は含まない)

(tf)

		反力
主げた自重		131.52
場所打ち		27.18
橋面荷重		78.50
死荷重合計		237.20
活 荷 重	P1分布荷重	64.47
	P2分布荷重	25.36
	群集荷重	10.87
	合 計	100.70
合 計		337.90

ポストテンション方式PC単純Tげた橋 (ブロック桁 $\sigma_{ck} = 700\text{kgf/cm}^2$)

1. 設計条件

- ・橋 種 プレストレストコンクリート道路橋
- ・形 式 ポストテンション方式PC単純Tげた橋
- ・工 法 プレキャストブロック工法
- ・活 荷 重 B活荷重
- ・衝撃係数 L荷重 $i = 10/(25+L)$
T荷重 $i = 20/(50+L)$
- ・橋 長 30.900m
- ・け た 長 30.800m
- ・支 間 30.000m
- ・総 幅 員 9.700m(0.600m+8.500m+0.600m)
- ・斜 角 90°
- ・雪 荷 重 100kgf/m²
- ・終局荷重作用時の荷重の組合せ
 $1.3 \times \text{【死荷重】} + 2.5 \times \text{【活荷重+衝撃】}$
 $1.0 \times \text{【死荷重】} + 2.5 \times \text{【活荷重+衝撃】}$
 $1.7 \times \text{【死荷重+活荷重+衝撃】}$
- ・材料強度および許容応力度

コンクリート

(kgf/cm²)

		主 げ た	場所打ち
設計基準強度	設計荷重時	700	300
	プレストレス導入時	440	250
設計曲げ圧縮応力度	設計荷重時	230	110
	プレストレス導入直後	270	150
許容曲げ引張応力度	設計荷重時	-20(0)	0
	死荷重時	0	0
	プレストレス導入直後	-21(0)	0
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		7	4.5
コンクリートの平均せん断応力度の最大値		65	40
許容斜引張応力度	設計荷重時(せん断のみ)	13	8

※ () 内はブロック目地部を示します。

P C 鋼材

		主 げ た	床版・横げた
P C 鋼材種類		12S12.7B	1S21.8
引張応力度 (kgf/mm ²)		190	185
降伏点応力度 (kgf/mm ²)		160	160
許容引張応力度 (kgf/mm ²)	設計荷重時	114	111
	導入直後	133	130
	導入時	144	144

鉄 筋

(kgf/cm²)

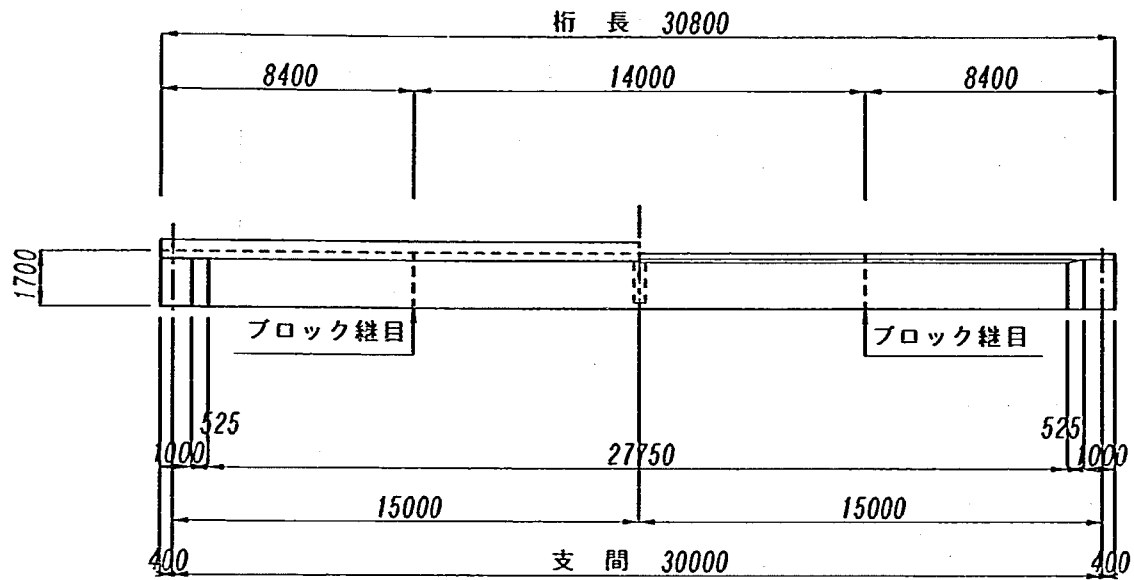
	主 げ た	床 版
鉄筋種類	SD 295A	
許容引張応力度	1800	1400
降伏点応力度	3000	3000

材料の特性値

		主 げ た	場所打ち
コンクリートの ヤング係数	設計荷重時 (kgf/cm ²)	3.70×10^5	2.80×10^5
	導入直後 (kgf/cm ²)	3.14×10^5	—
コンクリートの単位重量 (tf/m ³)		2.550	2.500
コンクリートのクリープ係数		2.6	2.6
コンクリートの乾燥収縮度		20.0×10^{-5}	20.0×10^{-5}
P C 鋼材のヤング係数 (kgf/cm ²)		2.0×10^6	2.0×10^6
P C 鋼材種別		12S12.7B	1S21.8
P C 鋼材断面積 (mm ²)		1184.52	312.90
P C 鋼材のセット量 (mm)		12	—
P C 鋼材のリラクセーション率 (%)		5.0	5.0
鉄筋のヤング係数 (kgf/cm ²)		2.1×10^6	2.1×10^6

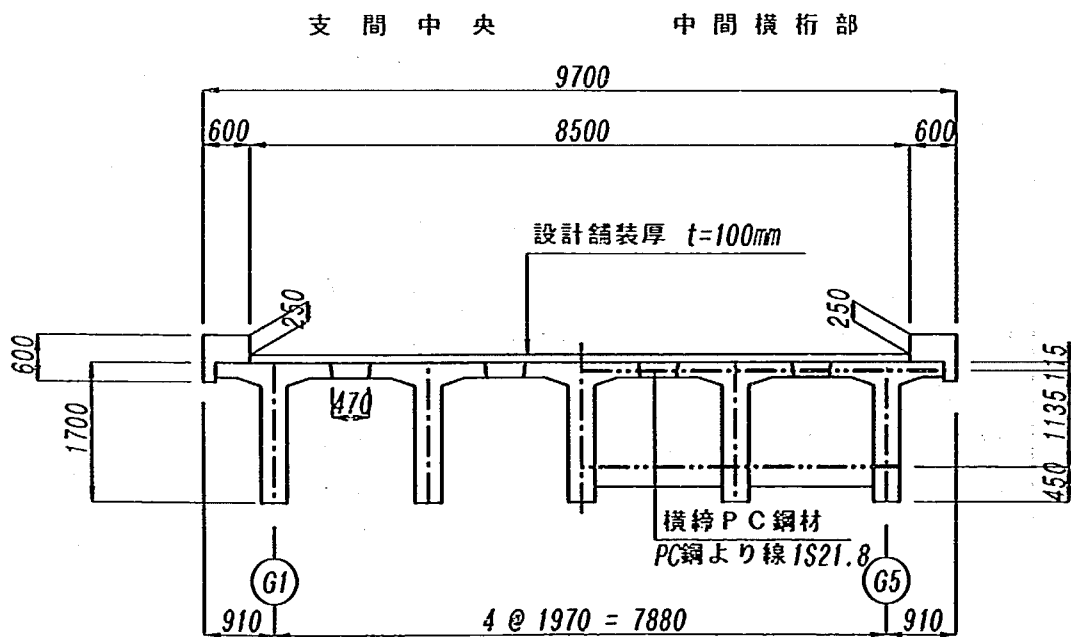
検討支間および幅員構成

側 面 図



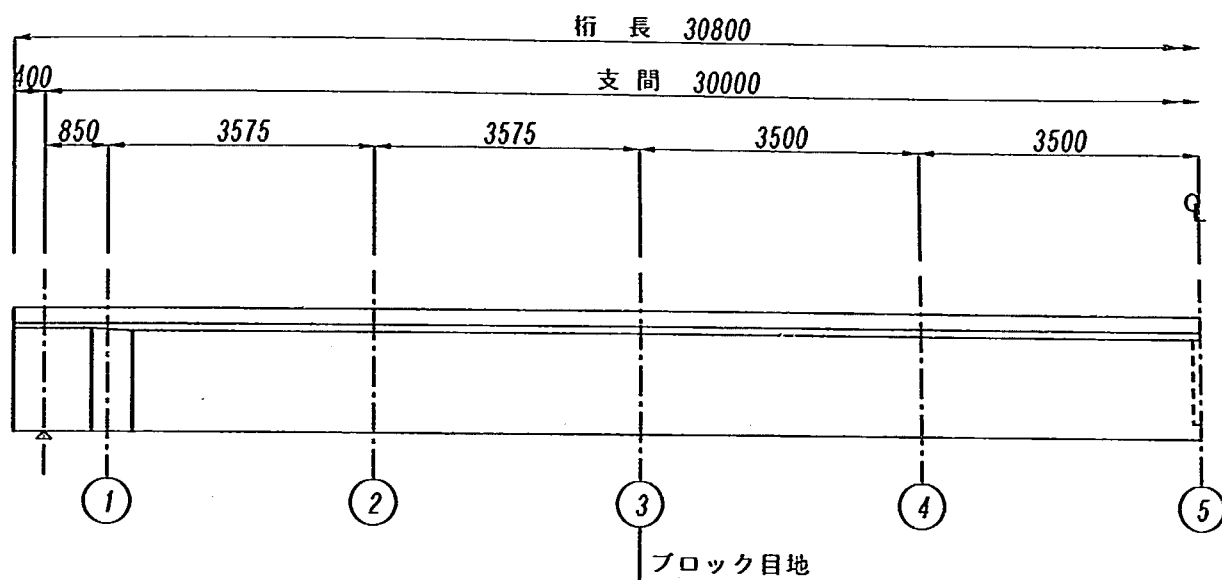
最大ブロック重量 $29.8t < 30.0t$

断 面 図

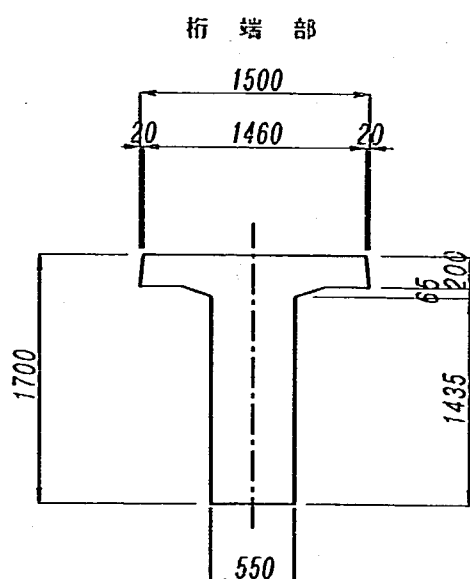
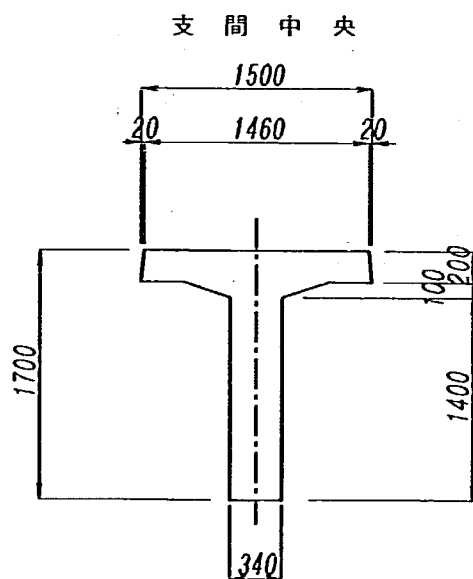


2. 主 桁 の 設 計

1) 設計断面位置



2) 主 桁 形 状



3) 各桁の断面力

ギヨン・マソネーの分配理論により断面力を算出する。

a) 曲げモーメント（支間中央）

(tf・m)

	G 1	G 2	G 3	G 4	G 5
主げた自重	240.1	240.1	240.1	240.1	240.1
場所打ち	23.1	41.3	41.3	41.3	23.1
橋面荷重	75.4	74.5	74.1	74.5	75.4
雪荷重	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8
死荷重計	360.4	377.7	377.3	377.7	360.4
活荷重	210.3	187.6	169.8	187.6	210.3
合計	570.7	565.3	547.1	565.3	570.7

b) せん断力（支点からけた高の1/2点）

(tf)

	G 1	G 2	G 3	G 4	G 5
主げた自重	32.6	32.6	32.6	32.6	32.6
場所打ち	2.5	4.6	4.6	4.6	2.5
橋面荷重	10.1	9.9	9.9	9.9	10.1
雪荷重	2.9	2.9	2.9	2.9	2.9
死荷重計	48.1	50.0	50.0	50.0	48.1
活荷重	31.5	28.1	25.4	28.1	31.5
合計	79.6	78.1	75.4	78.1	79.6

4) 設計各断面の断面力

設計主げたはG1げたとする

a) 曲げモーメント

(tf・m)

断面番号	①	②	③	④	⑤
支点よりの距離 (m)	0.85	4.425	8.0	11.5	15.0
主桁自重	26.4	120.8	187.3	227.1	240.1
場所打ち	2.6	11.6	18.1	21.9	23.1
橋面荷重	8.3	37.9	59.0	71.3	75.4
雪荷重	2.4	11.0	17.1	20.6	21.8
死荷重計	39.7	181.3	281.5	340.9	360.4
活荷重	23.2	105.8	164.5	198.9	210.3
合計	62.9	287.1	446.0	539.8	570.7

b) せん断力

(tf)

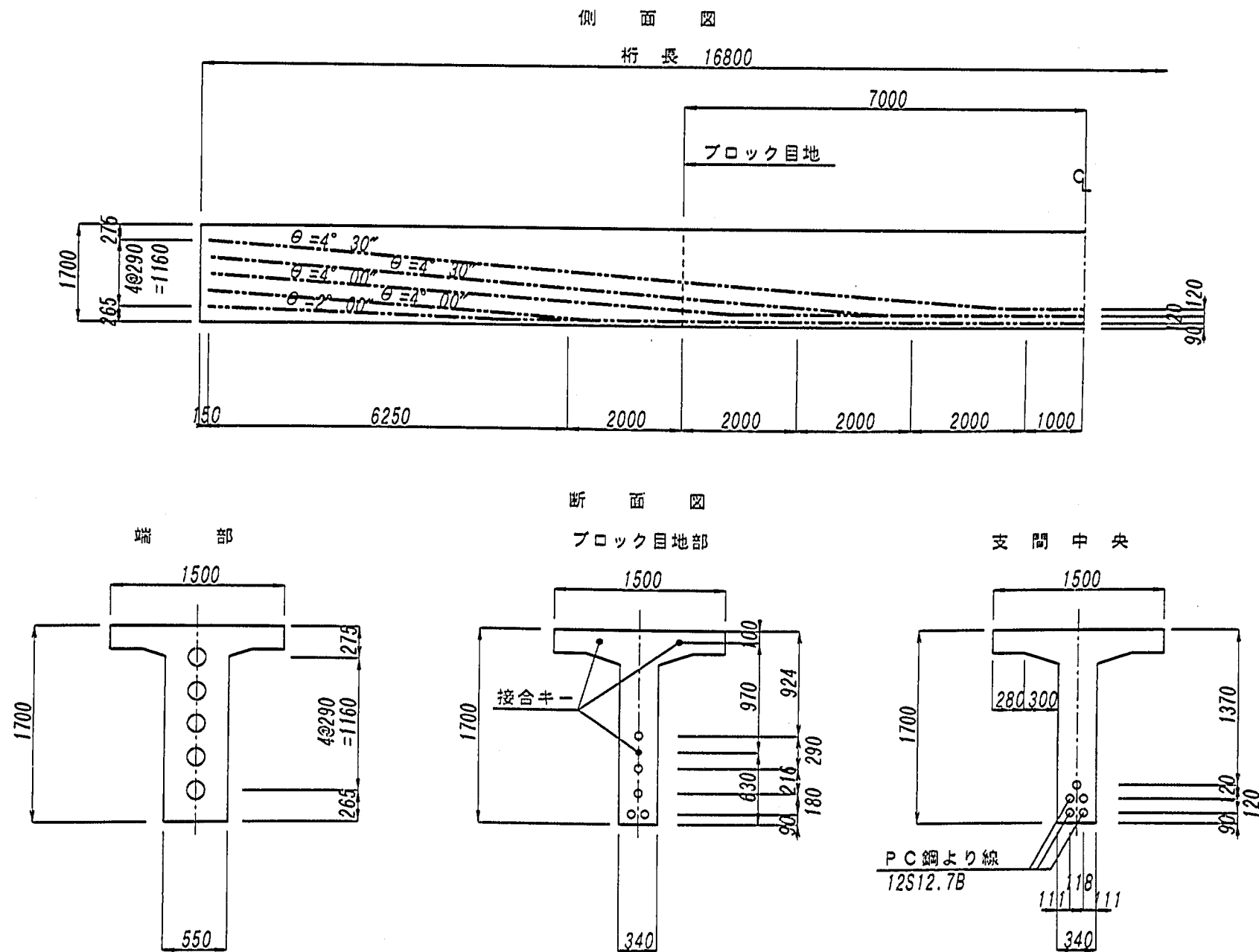
断面番号	①	②	③	④	⑤
支点よりの距離 (m)	0.85	4.425	8.0	11.5	15.0
主桁自重	30.8	23.0	15.2	7.6	0.0
場所打ち	2.3	1.7	1.2	0.6	0.0
橋面荷重	9.4	7.0	4.7	2.5	0.0
雪荷重	2.8	2.1	1.4	0.7	0.0
死荷重計	45.3	33.8	22.5	11.4	0.0
活荷重	29.7	22.2	14.7	3.0	0.0
合計	75.0	56.0	37.2	14.4	0.0

5) 断面諸常数

断面番号			①	②	③	④	⑤
項目							
総断面	断面積 (cm ²)		9910	8360	8360	8360	8360
	断面二次モーメント (cm ⁴)		28028300	23654230	23654230	23654230	23654230
	中立軸 (cm)	上縁まで	68.2	62.3	62.3	62.3	62.3
		下縁まで	-101.8	-107.7	-107.7	-107.7	-107.7
	断面係数 (cm ³)	上 縁	411177	379387	379387	379387	379387
		上 縁	-275234	-219729	-219729	-219729	-219729
純断面	断面積 (cm ²)		9744	8194	8194	8194	8194
	断面二次モーメント (cm ⁴)		27925840	23158880	22741580	22418280	22311850
	中立軸 (cm)	上縁まで	67.7	61.3	60.9	60.6	60.5
		下縁まで	-102.3	-108.7	-109.1	-109.4	-109.5
	P C 鋼材図心位置 (cm)		-25.1	-55.2	-74.9	-87.2	-90.9
	断面係数 (cm ³)	上 縁	412211	378084	373659	369826	368514
		下 縁	-273103	-212961	-208373	-204954	-203845
		鋼材図心	-1114285	-419614	-303569	-257152	-245577
P C 換算	断面積 (cm ²)		10064	8514	8514	8514	8514
	断面二次モーメント (cm ⁴)		28120590	24097740	24471360	24760820	24856100
	中立軸(上縁まで) (cm)		68.5	63.3	63.7	63.9	64.0
	中立軸(下縁まで) (cm)		-101.5	-106.7	-106.3	-106.1	-106.0
	P C 鋼材図心位置 (cm)		-24.3	-53.1	-72.1	-83.9	-87.4
	断面係数 (cm ³)	上 縁	410257	380515	384288	387507	388601
		下 縁	-277169	-225907	-230166	-233367	-234409
		鋼材図心	-1158936	-453691	-339427	-295124	-284274
場所打ち換算	断面積 (cm ²)		10435	8885	8885	8885	8885
	断面二次モーメント (cm ⁴)		29358690	25120660	25507610	25805400	25903190
	中立軸 (cm)	上縁まで	66.5	61.1	61.4	61.6	61.7
		下縁まで	-103.5	-108.9	-108.6	-108.4	-108.3
	P C 鋼材図心位置 (cm)		-26.3	-55.3	-74.3	-86.1	-89.7
	断面係数 (cm ³)	上 縁	441726	411116	415167	418591	419751
		下 縁	-283558	-230683	-234961	-238163	-239203
		鋼材図心	-1114416	-453929	-343138	-299544	-288810

6) プレストレスの計算

a) 鋼材配置



b) プレストレスの計算

初期緊張力 $\sigma_{pi} = 125 \text{ kgf/mm}^2$

断面番号		①	②	③	④	⑤
摩擦による減少量	(kgf/mm ²)	0.55	2.41	4.89	7.26	9.72
セトによる減少量	(kgf/mm ²)	23.71	19.98	15.03	10.29	5.37
弾性変形による減少量	(kgf/mm ²)	1.84	3.19	4.27	5.23	5.67
導入直後の引張応力度	(kgf/mm ²)	98.90	99.41	100.81	102.22	104.24
クリープ・乾燥収縮による減少量	(kgf/mm ²)	12.64	16.07	17.61	19.02	19.88
リラクセーションによる減少量	(kgf/mm ²)	4.94	4.97	5.04	5.11	5.21
有効引張応力度	(kgf/mm ²)	81.31	78.37	78.15	78.09	79.14
有効係数		0.82	0.79	0.78	0.76	0.76
導入直後プレストレス による応力度 (kgf/cm ²)	上 縁	24.5	-14.1	-46.9	-68.9	-76.9
	下 縁	113.9	224.5	287.6	331.5	350.7
有効プレストレス による応力度 (kgf/cm ²)	上 縁	20.2	-11.1	-36.3	-52.6	-58.4
	下 縁	93.7	177.0	223.0	253.3	266.2

7) 曲げ応力度の合成

(kgf/cm²)

設計断面番号		①	②	③	④	⑤
支点よりの距離 (m)		0.85	4.43	8.00	11.50	15.00
主桁自重	上縁	6.4	31.9	50.3	61.4	65.2
	下縁	-9.7	-56.7	-90.1	-110.8	-117.8
横組	上縁	0.6	3.1	4.7	5.6	6.0
	下縁	-0.9	-5.2	-7.9	-9.4	-9.9
橋面荷重	上縁	1.9	9.2	14.2	17.0	18.0
	下縁	-2.9	-16.5	-25.1	-30.0	-31.5
雪荷重	上縁	0.5	2.7	4.1	4.9	5.2
	下縁	-0.9	-4.8	-7.3	-8.7	-9.1
死荷重合計	上縁	9.5	46.9	73.3	89.0	94.3
	下縁	-14.4	-83.1	-130.4	-158.8	-168.3
活荷重	上縁	5.2	25.7	39.6	47.5	50.1
	下縁	-8.2	-45.9	-70.0	-83.5	-87.9
設計荷重合計	上縁	14.7	72.6	112.9	136.5	144.4
	下縁	-22.6	-128.9	-200.4	-242.3	-256.2
導入直後 プレスト	上縁	24.5	-14.1	-46.9	-68.9	-76.9
	下縁	113.9	224.5	287.6	331.5	350.7
有効 プレスト	上縁	20.2	-11.1	-36.3	-52.6	-58.4
	下縁	93.7	177.0	223.0	253.3	266.2
合成応力度 (直後)	上縁	30.9	17.8	3.4	-7.5	-11.7
	下縁	104.2	167.8	197.5	220.8	232.9
合成応力度 (死荷重時)	上縁	29.6	35.8	37.0	36.4	35.9
	下縁	79.3	93.9	92.6	94.5	97.9
合成応力度 (設計時)	上縁	34.8	61.5	76.6	83.9	86.0
	下縁	71.1	48.1	22.6	11.0	10.0

許容値

導入直後 $-21(0) < \sigma < 270 \text{ kgf/cm}^2$

死荷重時 $0 < \sigma < 230 \text{ kgf/cm}^2$

設計荷重時 $-20(0) < \sigma < 230 \text{ kgf/cm}^2$

※ () 内は、ブロック目地部 (③断面)

8) セン断応力度の検討

a) セン断力の集計

(tf)

断面番号	①	②	③	④	⑤
支点よりの距離(m)	0.85	4.425	8.0	11.5	15.0
死荷重 S_{d1}	45.3	33.9	22.4	11.2	0.0
活荷重 S_{L1}	29.7	22.2	14.7	7.3	0.0
7°以上の鉛直分力 S_{p1}	31.9	29.6	20.1	10.9	0.0
$1.3S_{d1} + 2.5S_{L1} - S_{p1}$	101.2	69.9	45.8	22.0	0.0
$1.0S_{d1} + 2.5S_{L1} - S_{p1}$	87.6	59.8	39.1	18.7	0.0
$1.7 \times (S_{d1} + S_{L1}) - S_{p1}$	95.6	65.7	43.0	20.6	0.0
設計荷重時せん断力	43.1	26.5	17.0	7.6	0.0
終局荷重時せん断力	101.2	69.9	45.8	22.0	0.0

b) 設計荷重時

断面番号		①	②	③	④	⑤
支点よりの距離(m)		0.85	4.425	8.0	11.5	15.0
設計せん断力 S_h (tf)		43.1	26.5	17.0	7.6	0.0
ウェブ厚 B_w (cm)		45.0	34.0	34.0	34.0	34.0
平均	有効高さ d (cm)	164.0	164.0	164.0	164.0	164.0
	平均せん断応力度 (kgf/cm ²)	5.8	4.7	3.1	1.4	0.0
セ断	コンクリートが負担できる 平均せん断応力度 (kgf/cm ²)	7.0				
斜 引 張 応 力 (中 立 軸)	断面1次モーメント Q (m ³)	0.233	0.197	0.197	0.197	0.197
	断面2次モーメント I (m ⁴)	0.2803	0.2365	0.2365	0.2365	0.2365
	せん断応力度 τ (kgf/cm ²)	8.0	6.5	4.2	1.9	0.0
	圧縮応力度 σ_c (kgf/cm ²)	49.0	56.7	57.1	57.5	58.4
	斜引張応力度 σ_l (kgf/cm ²)	-1.3	-0.7	-0.3	-0.1	0.0
	許容応力度 (kgf/cm ²)	-13.0				

c) 終局荷重時

断面番号		①	②	③	④	⑤
支点よりの距離	(m)	0.85	4.425	8.00	11.50	15.00
設計せん断力	S_h (tf)	101.2	69.9	45.8	22.0	0.0
ウェブ厚	B_w (cm)	45.0	34.0	34.0	34.0	34.0
有効高さ	d (cm)	164.0	164.0	164.0	164.0	164.0
平均せん断応力度	(kgf/cm ²)	13.7	12.5	8.2	3.9	0.0
平均せん断応力度の最大値	(kgf/cm ²)	65.0	65.0	65.0	65.0	65.0
引張縁で0曲げモーメント	M_0 (tf*m)	265.6	408.3	523.9	603.2	636.8
終局曲げモーメント	M_u (tf*m)	109.5	500.2	777.8	940.3	994.4
斜 引 張 鋼 材	M_0/M_d	2.43	0.82	0.67	0.64	0.64
	$Sh \cdot M_0/M_d$ (tf)	245.5	57.1	30.8	14.1	0.0
	負担せん断応力度 τ_c (kgf/cm ²)	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
	$\tau_c \cdot B_w \cdot d$ (tf)	51.7	39.0	39.0	39.0	39.0
	$\tau_c \cdot B_w \cdot d + Sh \cdot (M_0/M_d)$ (tf)	297.1	96.1	69.9	53.1	39.0
	$2.5 \cdot \tau_c \cdot B_w \cdot d$ (tf)	129.2	97.6	97.6	97.6	97.6
	コンクリート負担せん断力 S_c (tf)	129.2	96.1	69.9	53.1	39.0
	斜引張鉄筋負担せん断力 Sh' (tf)	-28.0	-26.2	-24.1	-31.1	-39.0
	計算による必要間隔(D10) a (cm)	—	—	—	—	—
	最少鉄筋量から求まる間隔 a (cm)	15.9	21.0	21.0	21.0	21.0

斜引張鉄筋

$$A_w = \frac{1.15 \cdot Sh' \cdot a}{\sigma_{sa} \cdot d}$$

斜引張鉄筋としてD10をU型に配置するとする。

$$A_w = 0.7133 \times 2 = 1.4266 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sa} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$$

最小鉄筋量

$$A_{wmin} = 0.002 \cdot B_w \cdot a$$

* プレストレス力および軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で0となる曲げモーメント

9) 曲げ破壊安全度の検討

a) 曲げモーメントの集計

(tf・m)

断面番号	①	②	③	④	⑤
支点よりの距離(m)	0.85	4.425	8.0	11.5	15.0
死荷重M _{d1}	39.7	181.3	282.0	340.9	360.5
活荷重M _{L1}	23.2	105.8	164.5	198.9	210.3
1.3M _{d1} +2.5M _{L1}	109.6	500.2	777.8	940.3	994.4
1.0M _{d1} +2.5M _{L1}	97.7	445.8	693.3	838.2	886.3
1.7×(M _{d1} +M _{L1})	106.9	488.1	759.0	917.5	970.3
終局荷重時曲げモーメント	109.6	500.2	777.8	940.3	994.4

b) 曲げ破壊安全度の照査 $\epsilon_{cu}=0.0025$

断面番号	①	②	③	④	⑤
支点よりの距離(m)	0.85	4.425	8.0	11.5	15.0
有効高さ d (cm)	92.8	116.4	135.8	147.8	151.4
P C鋼材の引張強さ σ_{pu} (kgf/mm ²)	190.0	190.0	190.0	190.0	190.0
引張鋼材断面積 A _p (cm ²)	59.25	59.25	59.25	59.25	59.25
圧縮フラジの有効幅 b (cm)	148.0	148.0	148.0	148.0	148.0
圧縮縁から中立軸距離 x (cm)	14.9	15.0	14.9	15.0	15.0
圧縮縁から圧縮合力作用点 kx (cm)	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
d - kx Z (cm)	86.8	110.5	129.8	141.8	145.4
鋼材の引張応力度の合力 T (tf)	1046.9	1046.9	1046.9	1046.9	1046.9
コンクリートの圧縮応力度の合力 C (tf)	1046.9	1046.9	1046.9	1046.9	1046.9
破壊抵抗曲げモーメント Mu (tf・m)	909.2	1156.5	1359.0	1484.5	1522.4
終局荷重時曲げモーメント Mr (tf・m)	109.5	500.2	777.8	940.3	994.4
安全度 F	8.3	2.3	1.7	1.6	1.5

10) 継目部断面の設計

次式により算出されるコンクリートの引張応力について照査する。

許容曲げ引張応力度は 30kgf/cm^2 とする。

※従来の考え方では、コンクリートの許容曲げ引張応力度の1.7倍程度で設定されているが、本試算例では $\sigma_{ck}=500\text{kgf/cm}^2$ の許容値である 30kgf/cm^2 を採用した。

$$\text{桁} \quad \sigma_0 + 1.7\sigma_L$$

$$\text{床版} \quad \sigma_0 + 1.7\sigma_{LS} + 0.5\sigma_g$$

ここに σ_0 : 活荷重および衝撃以外の主荷重によるコンクリートの曲げ引張応力度 (kgf/cm^2)

σ_L : 活荷重および衝撃によるコンクリートの曲げ引張応力度 (kgf/cm^2)

σ_{LS} : 活荷重および衝撃による床版としてのコンクリートの曲げ引張応力度 (kgf/cm^2)

σ_g : 活荷重および衝撃によるけたとしてのコンクリートの曲げ引張応力度 (kgf/cm^2)

a) 桁に対して

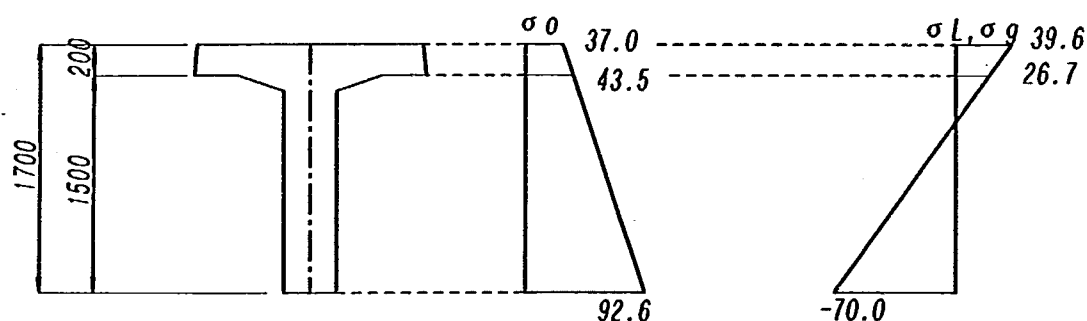
(kgf/cm^2)

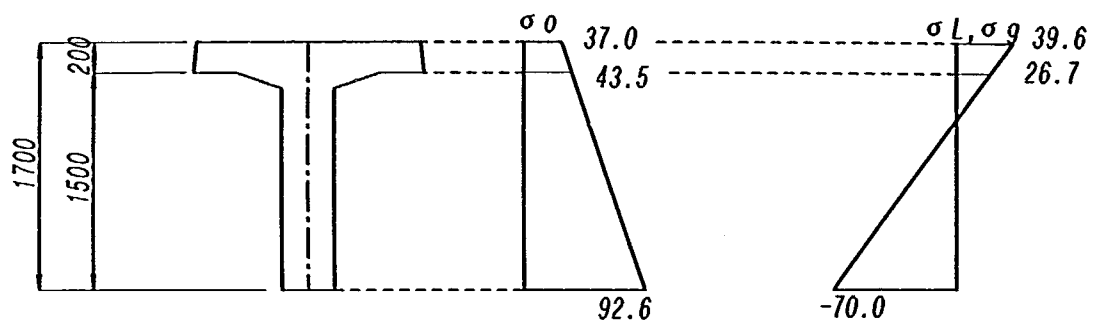
	上 縁	下 縁
σ_0	37.0	92.6
σ_L	39.6	-70.0
$1.7 * \sigma_L$	67.3	-119.0
$\sigma_0 + 1.7\sigma_L$	104.3	-26.4

b) 床版に対して

(kgf/cm^2)

	床版下縁
σ_0	43.5
σ_{LS}	-24.4
$1.7 * \sigma_{LS}$	-41.5
σ_g	26.7
$0.5 * \sigma_g$	13.4
$\sigma_0 + 1.7\sigma_{LS} + 0.5\sigma_g$	15.4





(σ_{LS} の計算)

床版としての橋軸方向曲げモーメント

$$M_{LS} = 0.8(0.1L + 0.04)P$$

$$= 0.8 \times (0.1 \times (1.97 - 0.34) + 0.04) \times 10.00 = 1.624 \text{ tf} \cdot \text{m/m}$$

したがって

$$\begin{aligned} \therefore \sigma_{LS} &= \frac{M_{LS}}{ZL} = \frac{1.624}{\frac{-1.00 \times 0.2^2}{6}} = -244 \text{ tf/m}^2 \\ &= -24.4 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

c) 接合キーの設計

設計せん断力の算出

架設時 :

$$S_1 = W/2 = 0.8360 \times 2.55 \times 14.0/2 = 14.92 \text{ tf}$$

$$S_2 = |S_d - P_1 \sin \alpha_1| = |14.92 - 119.46 \times \sin 4^\circ 30'| = 5.55 \text{ tf}$$

$$S_3 = |S_d - \Sigma(P_i \sin \alpha_i)| = |14.92 - 119.46 \times 0.216659| = 10.96 \text{ tf}$$

$$S_e = (S_1, S_2, S_3 \text{のうち最大値})/N = 14.92/3 = 4.97 \text{ tf}$$

終局荷重作用時 :

$$S_k = S_{s1} = S_u/N$$

$$S_u = 1.3S_d + 2.5S_1 - S_p$$

$$= 1.3 \times 22.42 + 2.5 \times 14.69 - 20.07 = 45.80 \text{ tf}$$

$$S_k = 45.80/3 = 15.27 \text{ tf}$$

接合キーの所要断面積の算出 :

架設時 :

$$A_s = S_e / \tau_{sa} = 4970/1000 = 4.97 \text{ cm}^2$$

終局荷重作用時 :

$$A_R = (S_k - S_{pr}) / \tau_{sa} = (15.27 - S_{pr}) / 2400$$

$$S_{pr} = 0.3 \Sigma P_{ei} \cos \alpha_i / N$$

$$= 0.3 \times 92.61 \times 4.99140/3 = 46.22 \text{ tf}$$

$S_k < S_{pr}$ となり所要断面積の計算は不要となる。

接合キーとして $\phi 28\text{mm}$ のものを用いる。

$$\text{断面積 } A_s = \frac{\pi}{4} \times 2.8^2 = 6.2 \text{ cm}^2 > A_R = 4.97 \text{ cm}^2$$

3. たわみの計算

1) 設計荷重によるたわみ

$$\delta = \frac{5 \cdot M_w \cdot L^2}{48 \cdot E_c \cdot I_c}$$

M_w : 設計荷重による曲げモーメント

L : 支間長

E_c : 主桁コンクリートの弾性係数

I_c : 主桁断面の断面二次モーメント

2) クリープによるたわみ

$$\delta \phi = \phi \cdot (\delta p + \delta d)$$

ϕ : クリープ係数

δp : プレストレスによるたわみ

δd : 死荷重によるたわみ

3) たわみ

G1主桁

	支 間 (m)	曲げモーメント (tfm)	弾 性 係 数 (kgf/cm ²)	断面二次モーメント (m ⁴)	たわみ (cm)
桁自重 ($\delta d1$)	30.000	240.120	314000	0.22312	3.21
導入直後のプレストレス (δp)	30.000	-561.130	314000	0.22312	-8.01
導入直後合計	30.000	-321.010	314000	0.22312	-4.80
横桁・間詰め ($\delta d2$)	30.000	23.130	370000	0.24856	0.24
橋面死荷重 ($\delta d3$)	30.000	97.230	370000	0.25903	0.95
クリープ ($\delta \phi$)	30.000	0.000	0	0.00000	-9.38
活荷重 (δL)	30.000	210.310	370000	0.25903	2.02

活荷重によるたわみ度

$$\frac{\delta}{L} = \frac{1}{1488}$$

4. 反力の計算

1) 各桁の反力 (活荷重に衝撃を含む)

(tf)

		G 1	G 2	G 3	G 4	G 5
主 桁 自 重		33.9	33.8	33.8	33.8	33.9
横 組		3.8	7.3	7.3	7.3	3.8
橋 面 荷 重		13.3	13.2	13.1	13.2	13.3
死 荷 重 計		51.0	54.3	54.2	54.3	51.0
活 荷 重	P 1分布荷重	20.8	18.6	16.9	18.6	20.8
	P 2分布荷重	10.9	9.8	8.9	9.8	10.9
	計	31.7	28.4	25.8	28.4	31.7
合 計		82.7	82.7	80.0	82.7	82.7

2) 全体反力 (活荷重に衝撃は含まない)

(tf)

	反 力
主 桁 自 重	169.1
横 組	29.7
橋 面 荷 重	66.1
死 荷 重 計	264.9
活 荷 重	P 1分布荷重 71.1
	P 2分布荷重 37.7
	計 108.8
合 計	373.7

あとがき

現在、コンクリート構造物の設計手法は、従来より採用されてきた許容応力度法に変わり、限界状態設計法に移行しようとしている。このように設計の基本原則が限界状態設計法への移行の過渡期にある段階であるため、本指針（案）を従来の許容応力度法に基づくものにするかあるいは限界状態設計法を採用すべきか、判断に迷うところがあった。しかし、本指針（案）が早期に活用されることを考えた場合、現行の示方書に基づくのが適当であるとの考えから、許容応力度法の体系に従うこととした。

なお、本指針（案）は、高強度コンクリートのヤング係数やクリープ係数などの設計の基本となる物理定数、曲げ・せん断荷重に対する照査方法、各種許容応力度など設計方法を確立する上で不可欠となる基本的な項目について実施した調査結果を集約したものであるが、必ずしもすべての調査項目が網羅されたものではない。例えば、耐久性に関する調査、構造細目に関する調査、現場打ちコンクリートへ応用した場合の施工方法、適切なP C鋼材の配置方法に関する調査など、積み残しとなった課題もある。特に、高強度コンクリートは水セメント比が小さく緻密であるので、耐久性上も通常のコンクリートと比べて有利であると考えられ、かぶりの低減などの可能性が残されている。また、現場打ちコンクリートへの適用が可能となれば、自重の低減の効果が一層顕著になるものと考えられる。高強度コンクリートは圧縮強度の増加に対し、引張強度の増加は非常にわずかであるため、高強度コンクリートの特徴を十分にいかすためには、P C鋼材の配置・プレストレスの導入方法についても何等かの工夫が必要となるが、この点についても今後の研究課題であらう。

今後、高強度コンクリートの用途拡大に向けて、これらの研究課題についても継続してゆく予定である。