

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第4401号

土木研究所資料

コンクリート道路橋の性能規定及び部分係数
設計法に関する調査研究

令和2年5月

国立研究開発法人 土木研究所
構造物メンテナンス研究センター

Copyright © (2020) 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 Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事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、国立研究開発法人土木研究所理事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。

コンクリート道路橋の性能評価及び部分係数設計法 に関する調査研究

構造物メンテナンス研究センター 上席研究員	石田 雅博
研 究 員	野田 翼
交流研究員	池田 唯順
元 主任研究員	大島 義信*
元 研 究 員	藤井 雄介**
元 交流研究員	林 克弘***
元 交流研究員	高瀬 弘****

*主任研究員在職期間 (平成 27 年 4 月～令和 2 年 3 月)

**研究員在職期間 (平成 27 年 7 月～平成 29 年 10 月)

***交流研究員在職期間 (平成 26 年 4 月～平成 29 年 3 月)

****交流研究員在職期間 (平成 29 年 4 月～平成 31 年 3 月)

要 旨

本研究では、コンクリート道路橋の上部構造に関して、性能評価や部分係数設計法の導入に向け、材料強度の特性値やばらつき、部材耐力等のばらつき、及びその前提条件について、従来の規定の背景や既往研究等に基づき調査や試算を行い、さらに、抵抗係数や制限値について検討を行った。本資料は、それらの調査・分析結果をとりまとめたものである。

キーワード：コンクリート道路橋, 部分係数設計法, 制限値, 抵抗係数, FOSM 法

目 次

1 章 はじめに	1
2 章 使用材料の調査	2
2.1 コンクリート	2
2.1.1 コンクリートの品質のばらつきの要因	2
2.1.2 配合強度の設定	2
2.1.3 コンクリートの圧縮強度のばらつき	4
2.1.4 コンクリートの引張強度のばらつき	7
2.1.5 コンクリートのヤング係数のばらつき	10
2.1.6 コンクリートの乾燥収縮・クリープ係数のばらつき	11
2.2 鋼材	12
2.2.1 鉄筋の降伏強度のばらつき	12
2.2.2 前提とする PC 鋼材の引張強度のばらつき	15
2.2.3 PC 鋼材のヤング係数	15
3 章 応力度制限値に対する調査	18
3.1 設計の前提条件	18
3.1.1 プレストレストコンクリート部材の設計に用いる定数の前提条件	18
3.1.2 鉄筋コンクリート構造の応力算出時の前提条件	19
3.1.3 プレストレストコンクリート構造の応力算出時の前提条件	21
3.2 耐荷性能の照査に対する応力度制限値	23
3.2.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材	23
3.2.2 せん断力及びねじりモーメントを受ける部材	25
3.3 耐久性能の照査に対する応力度制限値	27
3.3.1 内部鋼材の腐食	27
3.3.2 コンクリート部材の疲労	27
3.4 架設系に対する応力度制限値	31
3.4.1 材齢に応じた各強度の特性値	31
3.4.2 応力度の制限値	33

4 章	耐荷性能に関する部材設計の照査式及び抵抗係数の調査	39
4.1	照査式及び特性値	39
4.1.1	降伏曲げモーメントの特性値	39
4.1.2	コンクリートが負担できるせん断力の特性値	39
4.1.3	ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値	40
4.1.4	押抜きせん断力の特性値	41
4.1.5	ねじりモーメントによる補強鉄筋の応力度及び斜引張破壊に対する ねじり耐力の特性値	43
4.1.6	コンクリートの支圧強度の特性値	46
4.1.7	相反応力部材に対する照査	47
4.2	抵抗係数	50
4.2.1	部材設計に関する抵抗係数	50
4.2.2	降伏曲げモーメント及び破壊抵抗曲げモーメントの評価式のばらつき	55
5 章	接合部の設計の照査式及び抵抗係数の調査	60
5.1	照査式及び特性値	60
5.1.1	合成桁構造における桁と床版の接合部	60
5.1.2	ラーメン構造の端接合部	62
5.1.3	アンカーボルトによる連結	64
5.1.4	プレキャストセグメントの接合部	67
5.2	抵抗係数	69
5.2.1	接合部の設計に関する抵抗係数	69
6 章	構造の設計の検討及び構造細目	76
6.1	構造の設計	76
6.1.1	下フランジの腹圧力を考慮した設計	76
6.1.2	格子桁理論と版理論	76
6.2	構造細目	82
6.2.1	鉄筋の継手	82
6.2.2	軸方向力又は曲げモーメントに対する棒部材・版部材の軸方向鉄筋の 最小・最大鉄筋量	83
6.2.3	版部材の軸方向鉄筋量	88

7章 まとめ	90
【付録】	93
付録1. コンクリート橋の構造諸元に関する資料	95
1.1 調査目的	95
1.2 データ概要	95
1.3 調査結果	95
1.3.1 大分類	95
1.3.2 中分類	95
1.3.3 小分類	96
付録2. FOSM法による材料変動による耐力の試算	98
2.1 検討概要	98
2.2.1 検討内容	98
2.2.2 検討対象	98
2.2 許容応力度法に基づく断面決定	103
2.2.1 使用材料及び荷重条件	103
2.2.2 設計方法	103
2.2.3 設計結果	105
2.3 FOSM法による耐力試算	156
2.3.1 FOSM法	156
2.3.2 材料・施工による変動要因	158
2.3.3 耐力式	159
2.3.4 試算結果	161
付録3. 鉄筋拘束の影響の試算	181
3.1 検討概要	181
3.2 検討結果	181
付録4. 引張鉄筋の応力度制限値の試算	183
4.1 検討概要	183
4.2 試算結果①	184
4.3 試算結果②	186

付録 5. 直交異方性版理論における横方向分配係数の表	188
付録 6. 確率計算に関する留意事項	200
6.1 確率計算の基本	200
6.2 評価式のばらつきの考慮	202

1章 はじめに

平成29年制定の道路橋示方書・同解説（以下、H29道示）では、信頼性の概念に基づく部分係数設計法を採用するにあたり、材料強度のばらつきが再評価され、その結果に基づき一定水準の信頼性が得られるための特性値や照査基準（部分係数や制限値）が設定されている。特性値は限界状態を説明でき、評価方法が明確で安全側に算出できる値とされ、データの多寡や実務での取扱いのしやすさを考慮して決められている。また、制限値は限界状態の評価や構造設計における様々な不確実性を部分係数として考慮して特性値に乗じることによって、限界状態を超えないように安全余裕を確保した値とされている。

このように、部分係数設計法では様々な不確実性の要因を評価する必要があるが、構造設計における不確実性の要因は多岐に渡り、その考慮の方法については統計的に考慮できるものもあれば、経験的に過去の実績に基づいて考慮せざるを得ないものもある。そのため、対象とする部材や構造及びその設計の考え方ごとに特性値や照査基準を設定する必要がある。

本研究では、コンクリート道路橋の上部構造に関して、性能評価や部分係数設計法の導入に向け、材料強度の特性値やばらつき、部材耐力等のばらつき、及びその前提条件について、従来の規定の背景や既往研究等に基づき調査や試算を行い、さらに、抵抗係数や制限値について検討を行った。本書は、それらの調査・分析結果をとりまとめたものである。

本書の構成を表-1.1.1に示す。

表-1.1.1 本書の構成

	内容
1章 はじめに	研究の背景、及び性能評価や部分係数設計法の導入に向けた本研究の目的を示した。
2章 使用材料の調査	使用材料の特性について、既往文献や実績から再評価し、特性値やばらつきを評価した結果を示した。
3章 応力度制限値に対する調査	耐荷性能や耐久性能、またその前提条件を評価するにあたり、特性値を評価するのではなく、制限値を応力度として直接定める必要があるものについて調査した結果を示した。
4章 耐荷性能に関する部材設計の照査式及び抵抗係数の調査	部材設計における耐力照査式や特性値の背景を調査した結果や、公称ばらつきを設定して抵抗係数について調査した結果を示した。
5章 接合部の設計の照査式及び抵抗係数の調査	接合部の設計における耐力照査式や特性値の背景を調査した結果や、公称ばらつきを設定して抵抗係数について調査した結果を示した。
6章 構造の設計の検討及び構造細目	構造の設計における特有の項目及び構造細目について調査した結果を示した。
7章 まとめ	本研究における調査結果及びそれにより得た知見についてのまとめを記載した。

2章 使用材料の調査

2.1 コンクリート

2.1.1 コンクリートの品質のばらつきの要因

構造体コンクリートの品質は、主に次のような条件・要因によって変動する可能性が挙げられる。

- (a) 練り上げられたコンクリートの品質(構成材料のばらつきを含む)
- (b) 運搬
- (c) 打ち込み (材料分離, リフトの上の方か下の方か)
- (d) 養生 (水分環境や温度の影響など)
- (e) 圧縮強度試験そのもののばらつき
- (f) コア採取の影響

(例えば、採取に伴う振動の影響やコアの整形の良否、骨材が円柱側面にあらわになっていることの影響など)

一方、構造体コンクリートの品質のばらつきを把握するのに、参考にすることができるデータとしては、大きく分類すると表-2.1.1のようなものがある。

表-2.1.1 コンクリートの品質を把握するために用いることができるデータ

NO	種類	考慮されるばらつき	特徴
(1)	現場で採取され、試験室で水中養生された供試体	主に製造、運搬時のばらつき	<ul style="list-style-type: none"> ・比較的豊富にデータがある。 ・施工の影響の大部分が考慮されないので、実際の構造体コンクリートよりもばらつきが小さく、平均値もやや高めになるものと予想される。
(2)	現場で採取され、現場環境で養生された供試体	製造、運搬時のばらつきに加え、養生条件の影響	<ul style="list-style-type: none"> ・調査例はある。 ・養生時の気温などの影響は考慮されるが、施工の影響の全てではない。
(3)	単一の構造物から複数採取した供試体	ほぼ全てのばらつき	<ul style="list-style-type: none"> ・調査例は限られる。 ・このデータは、コンクリートの製造や施工によって生じる避けられない誤差を反映しているものと考えられる。
(4)	複数の構造物の複数の部位から採取した供試体	ほぼ全てのばらつき	<ul style="list-style-type: none"> ・調査例はやや限られる。 ・必ずしもばらつきとは言えない要因も、ばらつきとして暗に含まれる。すなわち、季節に応じてコンクリートの配合を変更すること、工場の品質管理の良否によって割増し係数が異なることなどによる強度の平均値のシフトを、製造者が意図しない品質の変動と区別できない。

2.1.2 配合強度の設定

コンクリートの配合強度は、製造時におけるコンクリートの品質のばらつきを考慮して定められ、従来から道路橋示方書・同解説 (以下、道示) には供試体のどの試験値も設計基準強度の 85%以上、かつ、引き続き採取した供試体の試験値のどの 3 回の平均値も設計基準強度以上となるように規定されている。このように品質確認することで、製造時には 28 日強度として 5%非超過確率をもって設計基準強度が得られることに

なる。このような制御を行うためには、目標強度として設計基準強度を割増した配合強度を設定する。

コンクリートの強度は、正規分布をなすと考えられている¹⁾ため、正規分布の性質を用いて、前述の条件を満たす割増係数を算出できる。なお、試験値とは、供試体3体の試験結果の平均値である。

① 「供試体のどの試験値も設計基準強度の0.85倍以上」とする場合の割増係数

試験値は標準偏差 σ 、平均値 f_{cr} の正規分布に従うことから、試験値 f_i が設計基準強度 f_{ck} の0.85倍以上となる下側非超過確率が0.13% (1/741) となる場合、 $\frac{f_i - f_{cr}}{\sigma} \sim N(0,1)$ より、 $\frac{0.85f_{ck} - f_{cr}}{\sigma} = -3.0$ となり、式(2.1.1)が得られる。

$$f_{cr} = 0.85f_{ck} + 3\sigma \quad \dots\dots\dots (2.1.1)$$

変動係数は $v = \frac{\sigma}{f_{cr}}$ より、 $\sigma = vf_{cr}$ となるため、式(2.1.1)は $f_{cr} = 0.85f_{ck} + 3vf_{cr}$ となり、割増係数を α とすれば、 α は式(2.1.2)で表わされる。

$$\alpha = \frac{f_{cr}}{f_{ck}} = \frac{0.85}{1-3v} \quad \dots\dots\dots (2.1.2)$$

② 「引き続き採取した供試体の試験値のどの3回の平均値も設計基準強度以上」とする場合の割増係数

試験値の平均値 \bar{f} は標準偏差 σ/\sqrt{n} 、平均値 f_{cr} の正規分布に従うことから、試験値の n 個の平均値 \bar{f} が f_{ck} の1.0倍以上となる下側非超過確率が0.13% (1/741) となる場合、 $\frac{\bar{f} - f_{cr}}{\sigma/\sqrt{n}} \sim N(0,1)$ より、 $\frac{f_{ck} - f_{cr}}{\sigma/\sqrt{n}} = -3$ となり、式(2.1.3)が得られる。

$$f_{cr} = f_{ck} + 3\sqrt{n}\sigma = f_{ck} + 1.73\sigma \quad \dots\dots\dots (2.1.3)$$

変動係数 $v = \frac{\sigma}{f_{cr}}$ を用いて、式(2.1.3)から割増係数 α を算出すると、 α は式(2.1.4)で表わされる。

$$\alpha = \frac{f_{cr}}{f_{ck}} = \frac{1}{1-1.73v} \quad \dots\dots\dots (2.1.4)$$

②については、一度の測定(3個平均値で試験値1つ)で設計基準強度 f_{ck} と比較する場合には、試験値は標準偏差 σ 、平均値 f_{cr} の正規分布に従い、試験値 f_i が f_{ck} 以上となる下側非超過確率が5%となる場合の割増係数 α は $\frac{1}{1-1.64v}$ で表わされるため、5%非超過確率と同程度で安全側の割増係数を想定していることになる。

2.1.3 コンクリートの圧縮強度のばらつき

(1) 単一の構造物から採取したコンクリートコアの強度試験結果

1) 土木研究所での実験結果²⁾

①実験概要

- ・設計基準強度 18N/mm^2 (180kgf/cm^2) , スランプ 8cm (W/C=50%) または 18cm (W/C=55%) , 空気量 4.5%のコンクリートを用いた供試体からコアを採取した。
- ・供試体は $500 \times 500 \times 4000\text{mm}$ の柱状に製作した。
- ・供試体によってコンクリート打設時の打込み回数や間隔が異なる。
- ・採取したコアは 12~16 本/体である。

②実験結果の概要

- ・圧密等の影響で1回のリフトの上部では強度が小さく、下部では強度が大きい。
- ・スランプ 8cm のコンクリートを使用した3体 (コア 42 本) では、圧縮強度の平均値が 18.7N/mm^2 , 変動係数が 15.0%であった。
- ・スランプ 18cm のコンクリートを使用した3体 (コア 42 本) では、圧縮強度の平均値が 20.6N/mm^2 , 変動係数が 15.9%であった。

2) 高橋らの実験結果³⁾

①実験概要

- ・設計基準強度 21N/mm^2 (210kgf/cm^2) , スランプ 18cm, 空気量 4%の建築用コンクリートを用いた供試体からコアを採取した。
- ・水セメント比 53~59% (高さ 4m) , 壁 (高さ 4m) , 梁 (桁高 70cm) , 床スラブ (厚さ 50cm)
- ・各部位からコアを 10 本以上採取した。

②実験結果の概要

- ・圧縮強度試験結果のばらつきが比較的大きいのは、夏季に打設した柱で、60 本採取したコアの平均が 26.0N/mm^2 , 変動係数は 13.7%である。
- ・柱供試体で試験結果のばらつきが大きくなるのは、圧密の影響等で、上部と下部のコンクリートの品質が異なるためと考えられる。なお、同じく夏季に打設した梁では、20 本採取したコアの平均が 22.3N/mm^2 , 変動係数は 7.4%と変動係数がやや小さくなっている。

3) 佐原らの実験結果⁴⁾

①実験概要

- ・新設構造物 (橋台, フーチング部) からコアを採取した。ただし、コンクリートの設計基準強度については、明らかにされていない。
- ・コアを 6 本または 9 本採取した。

②実験結果の概要

- ・A橋台（試料数6）では、圧縮強度の平均値が 30.8N/mm^2 、変動係数が10.9%であった。
- ・B橋台（試料数9）では、圧縮強度の平均値が 35.3N/mm^2 、変動係数が7.5%であった。
- ・コンクリートの設計基準強度を 24N/mm^2 と仮定すると、 30.8N/mm^2 は1.28倍、 35.3N/mm^2 は、1.47倍

4) 単一の構造物における強度のばらつき

これまで報告されている範囲では、同一のコンクリートを打設して製作した供試体（構造物大のもの）から採取したコアの強度のばらつき（変動係数）は、最大で15%程度と考えられる。

なお、試験結果を詳細に見ると、コンクリートの品質の変動は、一度に打ち込んだコンクリートの高さや試料採取位置の影響を大きく受けることが明らかにされている。この影響は、コンクリートのワーカビリティや施工方法によっても変わってくると考えられるが、多数の試料を採取して品質の変動を検証した事例は限られているので、検証することは困難である。

(2) 複数の構造物から採取したコンクリートコアの強度試験結果

1) 建設省の調査結果⁵⁾

①調査概要

- ・建設省では、地域・竣工年代・外観上の変状の有無などに著しい偏りがないように選定した構造物（橋梁下部構造、擁壁、カルバート、河川構造物）から、コアを採取した強度試験などを行った。
- ・コアは、各構造物から3本ずつ採取した。
- ・ここでは、古い構造物は、劣化の影響を受けている可能性があるため、調査時点から最大で14年前までに竣工した構造物に着目してデータを整理した。
- ・ここでは、書類調査から設計基準強度が 21N/mm^2 と見られる構造物に着目してデータを整理した。

②調査結果の概要

- ・条件を満たすコアのデータは19構造物の57試料とした。
- ・圧縮強度の平均は、 28.0N/mm^2 で設計基準強度の1.33倍、変動係数は22.4%であった。

(3) 標準養生したレディーミクストコンクリートの強度のばらつき

1) 建設省の調査結果⁶⁾

①調査概要

- ・建設省では、呼び強度21または24のコンクリートを打設していた現場でコンクリート試料を採取し、28日の標準養生後、圧縮強度試験を行った。
- ・試料を採取する現場は、全国から、地域的な偏りが生じないように選定した。

②調査結果の概要

- ・呼び強度21のコンクリート（51現場、各3試料）の圧縮強度の平均は、 27.3N/mm^2 で呼び強度の1.30倍であった。

- ・呼び強度 24 のコンクリート（46 現場，各 3 試料）の圧縮強度の平均は， 29.6N/mm^2 で呼び強度の 1.23 倍であった。

- ・これらの結果は過去に行われた同種の調査の結果とも，概ね合致していると考えられる。

2) コンクリート橋小委員会（日本道路協会）での調査結果

①調査概要

- ・各社の品質管理記録を収集した（2007 年，NEXCO 各社，PC 建協）。
- ・普通コンクリート 186 個に対するデータ（1 データはテストピース 3 個の平均）である。

②調査結果

- ・標準養生した供試体の圧縮強度は，平均で設計基準強度の 1.20～1.32 倍，変動係数は 7%前後であった（表-2.1.2，図-2.1.1 参照）。圧縮強度の平均値は設計基準強度の 1.3 倍程度である理由としては，設計基準強度よりも大きい呼び強度のコンクリートが用いられる場合もあること，材齢 28 日以降も強度の増進があることから考えられる。
- ・調査した範囲では，設計基準強度の大小による品質管理状況の違いは明確ではない。

表-2.1.2 標準養生したコンクリートの圧縮強度試験結果

設計基準強度 (N/mm^2)	強度比 平均	標準偏差	変動係数	供試体数
24	1.32	0.10	6.60%	45
30	1.25	0.10	6.70%	73
36	1.25	0.10	6.40%	32
40	1.26	0.10	5.50%	25
50	1.18	0.04	3.00%	9
*60	1.20	0.10	8.33%	4

*60 は早強セメント使用のため，28 日強度は参考値としている。

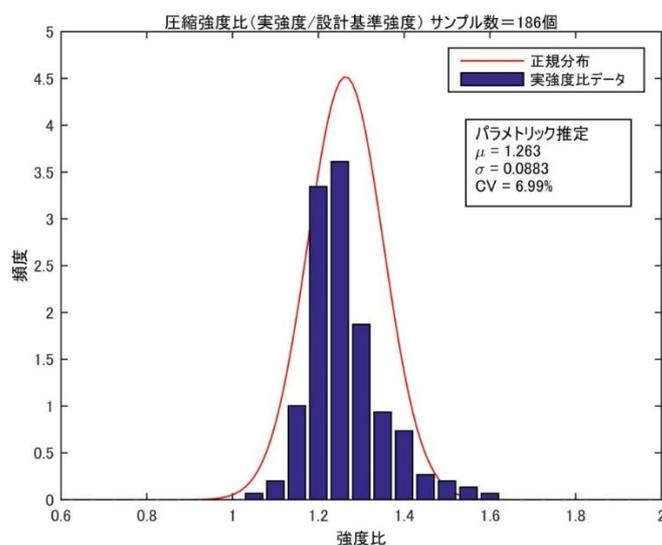


図-2.1.1 コンクリート圧縮強度における強度比の頻度分布

(4) 標準的なコンクリート圧縮強度のばらつき

圧縮強度の平均値の標準値は、上記の統計量を参考にすれば、以下の値とするのが妥当と考えられる。

○圧縮強度の平均値：設計基準強度の 1.26 倍

○圧縮強度の変動係数：15%

2.1.4 コンクリートの引張強度のばらつき

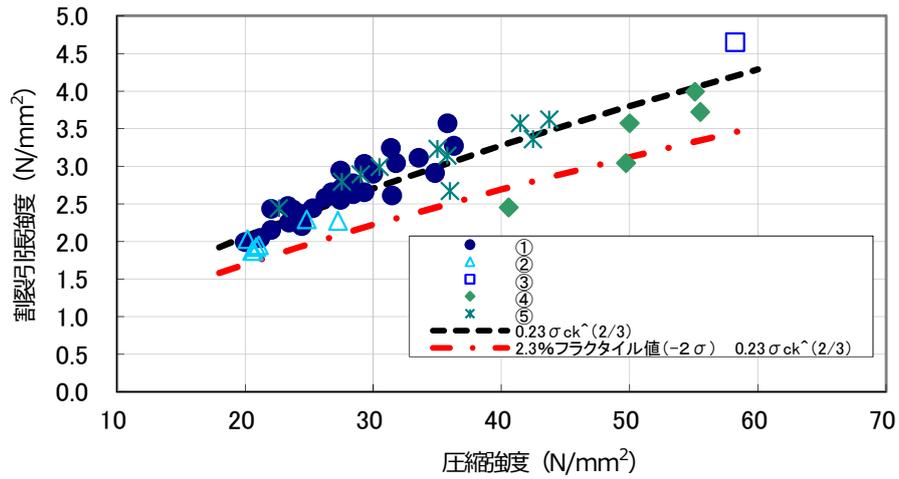
コンクリート引張強度の特性値は、土木研究所資料第 4373 号「コンクリートはりのせん断耐荷力に関する研究、平成 30 年 5 月」の付録において整理されており、以下に示す通りである。

平成 24 年制定の道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（以下、H24 道示Ⅳ編）及びコンクリート標準示方書で適用されているコンクリートの引張強度 σ_{ct} (N/mm²)の推定式は、コンクリートの圧縮強度 σ_c (N/mm²)を用いて、式 (2.1.5) により表される。

$$\sigma_{ct} = 0.23\sigma_c^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (2.1.5)$$

ここでは、コンクリートの引張強度式の確からしさに関して、既往の実験結果と対比することで評価した。評価に用いた実験データは参考文献 7)～11)の n=50 体（弱材齢の供試体を含む）である。なお、引張強度は割裂引張実験の値と同等であるため、割裂引張試験値と圧縮強度試験値を用いて評価している。

圧縮強度の 2/3 乗と実験結果の比較を図-2.1.2 に示す。実験値を圧縮強度の 2/3 乗で除した値は、バイアス 0.283、標準偏差 0.026、変動係数 0.090 となった。この場合の 2.3%フラクタイル値は、 $0.283(1 - 0.09 \times 2) = 0.232$ となることから、圧縮強度の特性値の 2/3 乗に 0.23 を乗じた引張強度の特性値は、引張強度の平均値に対して 2.3%フラクタイル値を与えるものであることがわかる。



①から⑤の実験データは参考文献7) ~11) を参照とする

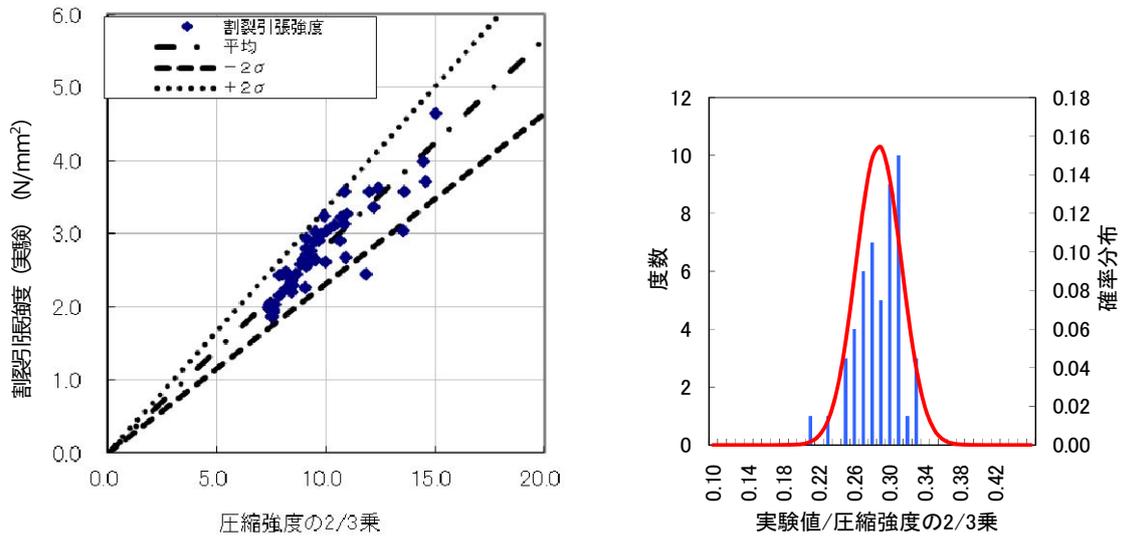


図-2.1.2 コンクリートの引張強度式のばらつき

表-2.1.3 コンクリートの圧縮強度と割裂引張強度

コンクリートの圧縮強度と割裂引張強度の関係

	資料番号	供試体	材齢(日)	実測 (N/mm ²)		推定式		(A) / (B)
				圧縮強度	割裂引張強度 (A)	$\sigma_{ck}^{2/3}$ (B)		
1	①	封緘	4	23.44	2.25	8.19	0.27	
2	①	封緘	5	22.06	2.43	7.87	0.31	
3	①	封緘	7	27.56	2.71	9.12	0.30	
4	①	封緘	14	29.32	3.03	9.51	0.32	
5	①	封緘	14	31.77	3.04	10.03	0.30	
6	①	封緘	28	36.28	3.27	10.96	0.30	
7	①	封緘	29	35.79	3.57	10.86	0.33	
8	①	気中	4	20.01	1.99	7.37	0.27	
9	①	気中	4	21.18	2.04	7.66	0.27	
10	①	気中	5	22.06	2.15	7.87	0.27	
11	①	気中	7	23.73	2.42	8.26	0.29	
12	①	気中	7	24.42	2.20	8.42	0.26	
13	①	気中	14	29.32	2.65	9.51	0.28	
14	①	気中	14	28.44	2.63	9.32	0.28	
15	①	気中	28	30.01	2.90	9.66	0.30	
16	①	気中	28	27.46	2.94	9.10	0.32	
17	①	気中	28	27.46	2.55	9.10	0.28	
18	①	高温	4	23.34	2.47	8.17	0.30	
19	①	高温	4	24.42	2.36	8.42	0.28	
20	①	高温	5	25.30	2.44	8.62	0.28	
21	①	高温	7	26.28	2.58	8.84	0.29	
22	①	高温	7	26.77	2.65	8.95	0.30	
23	①	高温	14	31.48	2.61	9.97	0.26	
24	①	高温	14	28.44	2.77	9.32	0.30	
25	①	高温	28	34.81	2.91	10.66	0.27	
26	①	高温	28	31.38	3.24	9.95	0.33	
27	①	高温	28	33.54	3.11	10.40	0.30	
28	②	A-1		24.81	2.29	8.51	0.27	
29	②	A-2		27.26	2.27	9.06	0.25	
30	②	A-3-1		20.69	1.87	7.54	0.25	
31	②	A-3-2		20.59	1.87	7.51	0.25	
32	②	C-1		20.20	2.03	7.42	0.27	
33	②	C-2-1		20.89	1.92	7.59	0.25	
34	②	C-2-2		21.08	1.95	7.63	0.26	
35	③	1	28	58.25	4.65	15.03	0.31	
36	④	1	29	50.01	3.57	13.57	0.26	
37	④	2	34	55.11	3.99	14.48	0.28	
38	④	3	36	55.51	3.72	14.55	0.26	
39	④	22	62	49.72	3.04	13.52	0.22	
40	④	23	62	40.60	2.45	11.81	0.21	
41	⑤	普通碎石	28	22.65	2.44	8.01	0.30	
42	⑤	普通碎石	28	27.56	2.79	9.12	0.31	
43	⑤	普通碎石	28	29.03	2.89	9.45	0.31	
44	⑤	普通碎石	28	30.50	2.99	9.76	0.31	
45	⑤	普通碎石	28	35.99	2.67	10.90	0.24	
46	⑤	普通碎石	28	35.79	3.14	10.86	0.29	
47	⑤	普通碎石	28	35.01	3.23	10.70	0.30	
48	⑤	普通碎石	28	41.48	3.57	11.98	0.30	
49	⑤	普通碎石	28	42.46	3.36	12.17	0.28	
50	⑤	普通碎石	28	43.74	3.62	12.41	0.29	

2.1.5 コンクリートのヤング係数のばらつき

前項 2.1.3(3)2) で収集した試験結果のヤング係数の実測と、平成 24 年制定道路橋示方書・同解説 I 共通編（以下、H24 道示 I 編）に示される設計基準強度ごとのヤング係数を比較する（図-2.1.3 及び図-2.1.4 参照）。実測データ数は 241 個である。

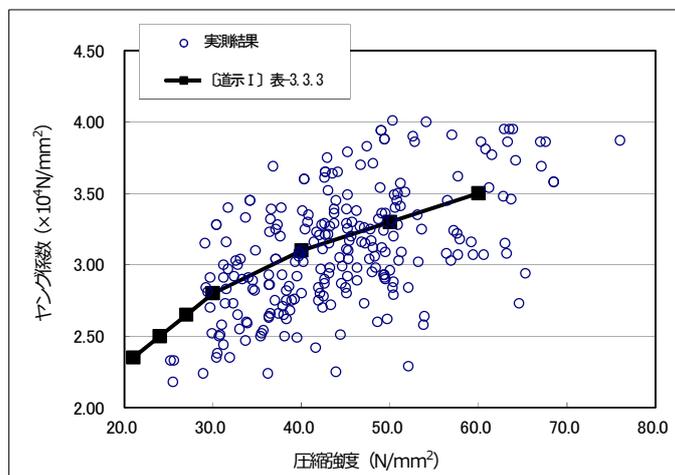


図-2.1.3 ヤング係数の実測結果と H24 道示 I 編のヤング係数

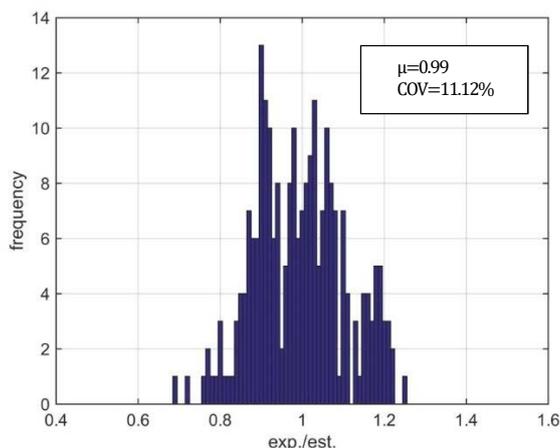


図-2.1.4 ヤング係数の実測値と推定値の比の頻度分布

圧縮強度 σ_{ck} とヤング係数の実測値 E_{cexp} の関係を対数関数で回帰すると、以下の回帰式が得られる。回帰式から算出されるヤング係数は、H24 道示 I 編で示されているコンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数と大きく変わらない。

$$E_{cexp} = 1.0487 \times \ln(\sigma_{ck}) - 0.8426 \dots\dots\dots (2.1.6)$$

推定値と実測値との比を取った頻度では、平均が 0.99、変動係数が 11.12%となる。これより、ヤング係数の標準値としては、以下の値とするのが妥当と考えられる。

- ヤング係数の平均値：H24 道示 I 編に示される値
- ヤング係数の変動係数：10%

2.1.6 コンクリートの乾燥収縮・クリープ係数のばらつき

乾燥収縮およびクリープ係数については、現状ではばらつきを議論できるだけのデータが揃っていないのが現状である。そのため、設計計算上は、乾燥収縮およびクリープ係数の平均値の標準値は、H24 道示 I 編に示される値とするのが妥当である。また、乾燥収縮における変動係数は過去のデータ¹²⁾から 17%と定め（以下参照）、クリープについては乾燥収縮と同程度と考えるのがよいと考えられる。

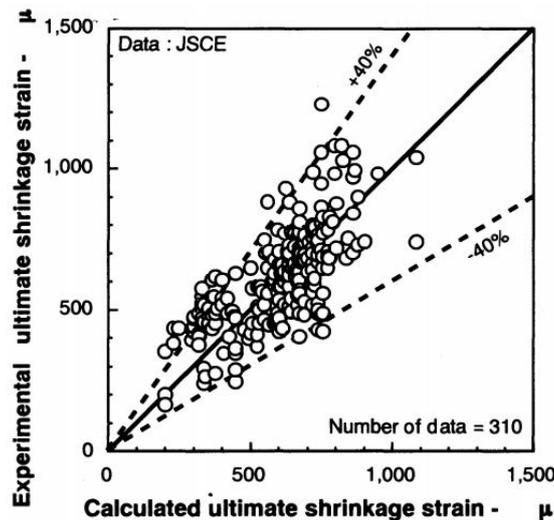


図-2.1.5 乾燥収縮ひずみのばらつき¹²⁾

[実験結果に基づきばらつきを 17%とする根拠]

- 乾燥収縮予測値の最終結果は 50%以内
- 試験体数は 310
- 平均値 m 、分散 σ^2 の正規確率分布を仮定し、図-2.1.5 より任意の乾燥収縮ひずみ X が 50%を超える確率を 1/741 とすれば、

$$\frac{X \pm m}{\sigma} = 3 \quad (X = 0.5m, \text{ or } 1.5m) \text{ となり、 } \sigma = 0.166m \text{ となる。}$$

すなわち、変動係数を 16.6%とみなすことができる。これより、乾燥収縮の変動係数は 17%と想定する。よって、乾燥収縮ひずみ及びクリープひずみの標準値は次の通りとするのがよいと考えられる。

- 乾燥収縮ひずみ・クリープひずみの平均値：H24 道示 I 編に示される値
- 乾燥収縮ひずみ・クリープひずみの変動係数：17%

2.2 鋼材

2.2.1 鉄筋の降伏強度のばらつき

電炉鉄筋棒鋼品質調査報告書¹³⁾によると鉄筋(電炉鋼)の降伏強度のばらつきは、表-2.2.1の通りである。また、SD345及びSD390についての降伏強度、引張強度の最大値、最小値、平均値の頻度分布を図-2.2.1および図-2.2.2に示す。

表-2.2.1 鉄筋(電炉鋼)の降伏強度のばらつき(2004年)

種類	径	平均値(MPa)	標準偏差(MPa)	変動係数
SD295A	D13	363.7 (1.23)	13.8	3.8%
SD345	D19	397.2 (1.15)	11.2	2.8%
	D25	394.9 (1.14)	7.9	2.0%
	D51	395.7 (1.15)	8.7	2.2%
SD390	D29	449.8 (1.15)	13.6	3.0%
	D38	444.4 (1.14)	12.0	2.7%

(平均値の欄の括弧付き数字は、規格値に対する比)

土木学会の調査結果¹⁴⁾(当時の複数の調査事例に基づく)によると、SD345(当時はSD35)の引張降伏強度の規格値に対する比は1.13程度であり、変動係数は4~5%程度である。また、高速道路調査会の調査¹⁵⁾では、1972~73年ごろの試験結果では、上記よりもやや小さい場合もあることが示されている。

上記の結果を総合的に判断すると、設計計算上は、鉄筋の降伏強度の標準値は次の通りとするのがよいと考えられる。

○降伏強度の平均値：規格の最低値の1.14倍

○降伏強度の変動係数：4%

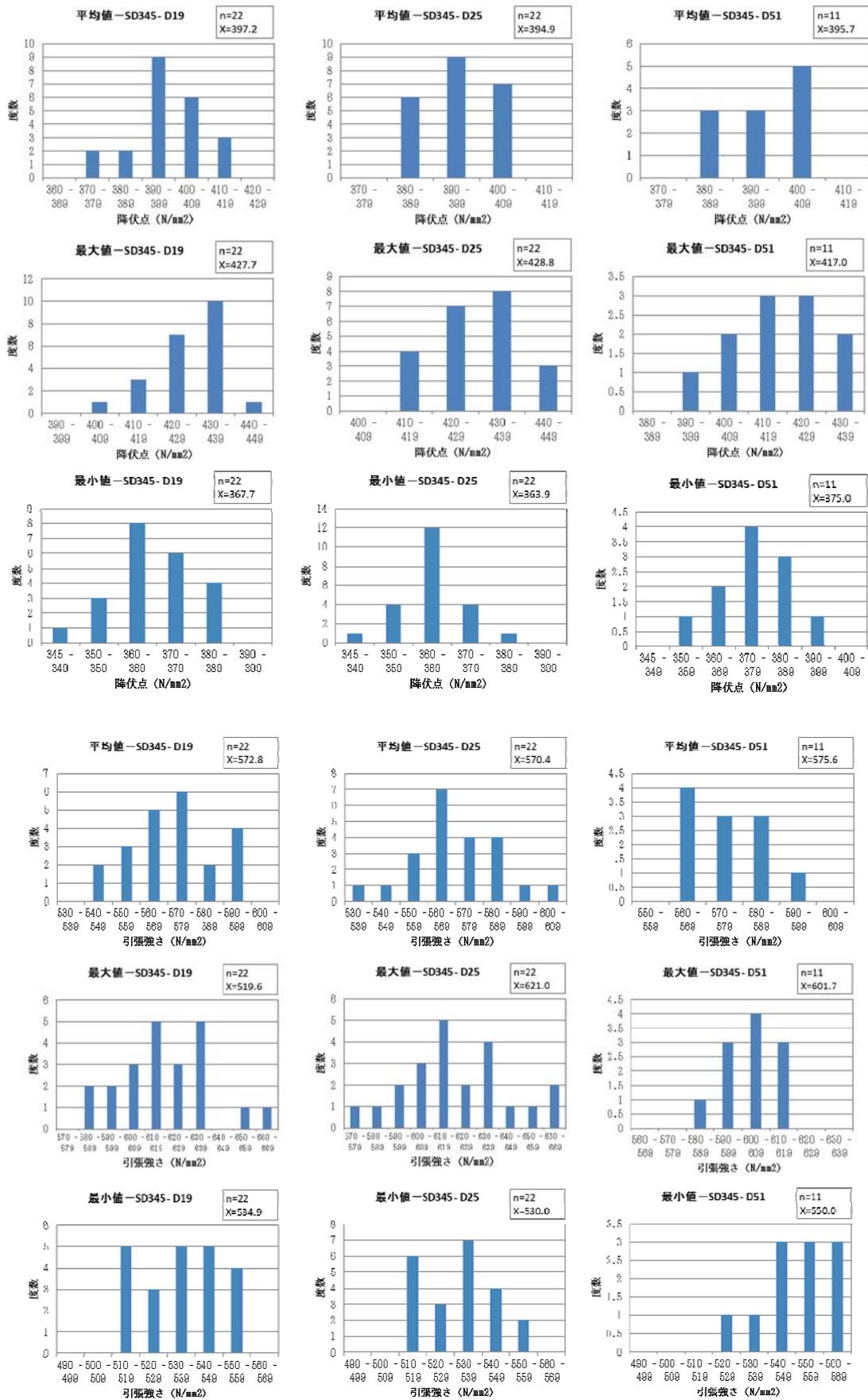


図-2.2.1 SD345 (D19, D25, D51) の降伏強度, 引張強度のばらつき

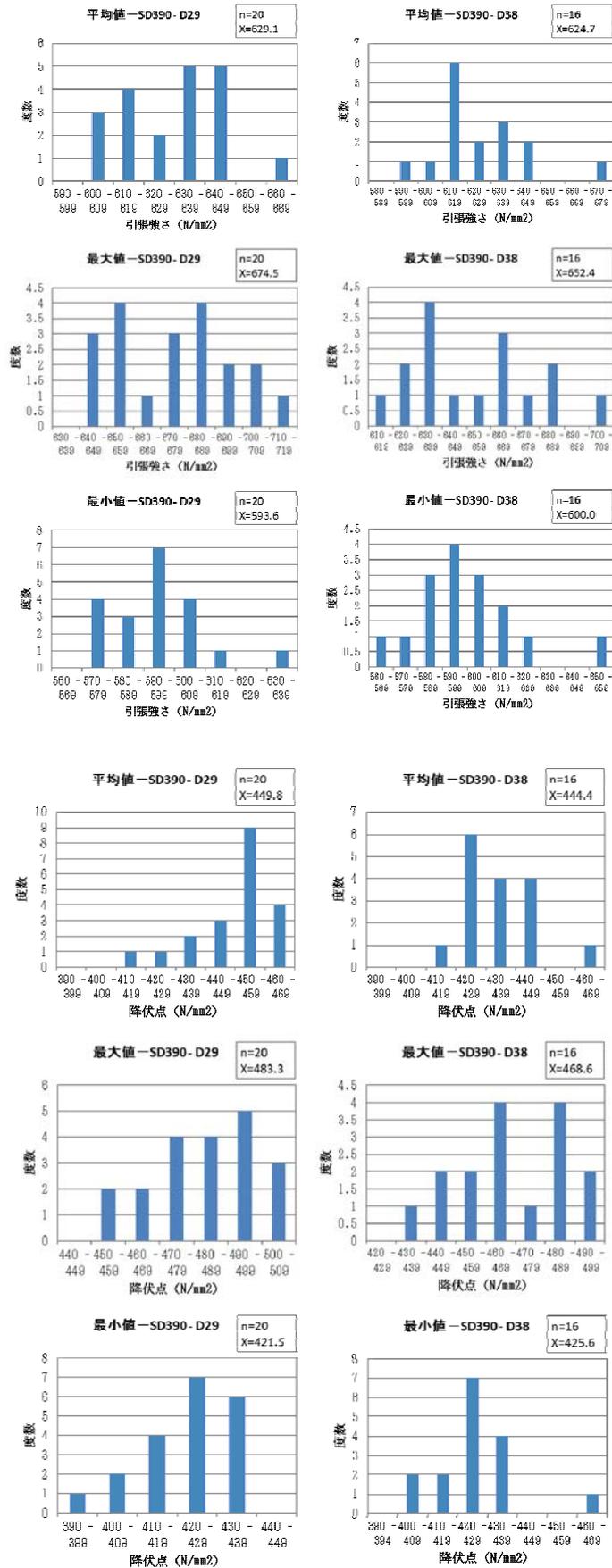


図-2.2.2 SD390 (D29, D38) の降伏強度, 引張強度のばらつき

2.2.2 前提とするPC鋼材の引張強度のばらつき

近年の鋼材の品質に関する調査結果は、いずれも製造者による報告しかないのが現状である。PC鋼材の製造者が(社)プレストレストコンクリート建設業協会に提出した報告書をもとに2007年の試験結果を整理すると表-2.2.2の通りである。

表-2.2.2 PC鋼材の品質 (2007年)

鋼材種類	引張強度(kN)			0.2%永久伸びに対する荷重(kN)		
	規格値	平均値	標準偏差	規格値	平均値	標準偏差
SWPR7B 12.7mm	183	190.7 (1.04)	2.0 (1.1%)	156	178.0 (1.14)	5.2 (2.9%)
SWPR7BL 15.2mm	261	274.3 (1.05)	2.2 (0.8%)	222	245.7 (1.11)	3.9 (1.6%)

(平均値の欄の括弧付き数字は、規格値に対する比)

(標準偏差の欄の括弧付き数字は変動係数)

土木学会の調査結果¹⁴⁾(1981年ごろのPC鋼材メーカーの試験結果)によると、SWPR7B(12.7mm)の引張強度は規格値の1.04倍(変動係数は4%)、降伏点強度は規格値の1.14倍(変動係数は1.3%)である。また、高速道路調査会の調査¹⁵⁾でも、ほぼ同様な結果が得られている。これらの結果から、PC鋼材の平均的な品質、品質のばらつきについては、年代による差は著しくはないものと推測される。

上記の結果を総合的に判断すると、設計計算上、PC鋼材の引張強度の標準値は次の通りとするのがよいと考えられる。

○引張強度の平均値：規格値の1.03倍

○引張強度の変動係数：1.0%

2.2.3 PC鋼材のヤング係数

PC鋼のヤング係数については、種類によらずこれまで $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とされてきたが、実績調査の結果との乖離があることが確認されている(表-2.2.3及び図-2.2.3参照)。

よって、設計計算上、PC鋼材のヤング係数の標準値については、以下の通りとするのがよいと考えられる。

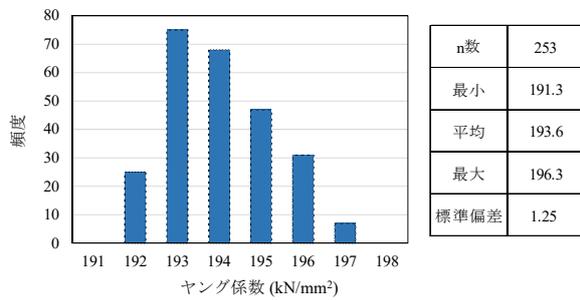
○PC鋼線のヤング係数 : $2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

○PC鋼より線のヤング係数 : $1.95 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

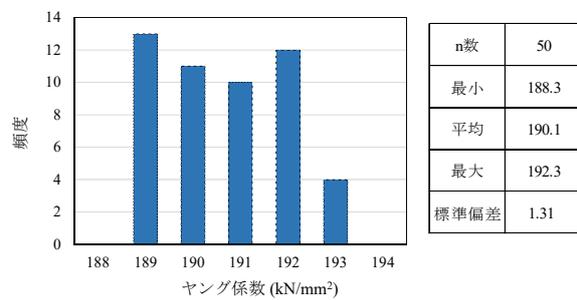
○PC鋼棒のヤング係数 : $2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

表-2.2.3 PC鋼材のヤング係数の調査結果

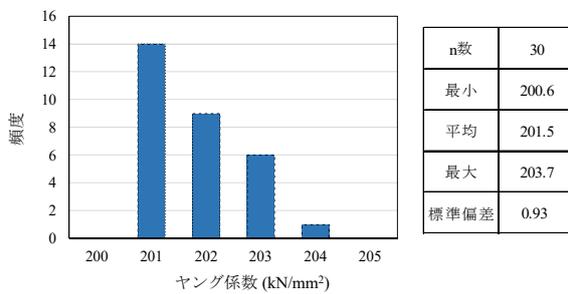
種別	数	ヤング係数(N/mm ²)	
		最小値-最大値 (平均値)	標準偏差
15.2mmPC鋼より線 (JIS G 3536 SWPR7BL)	253	191.3—196.3 (193.6)	1.25
21.8mmPC鋼より線 (JIS G 3536 SWPR19L)	50	188.3—192.3 (190.1)	1.31
7mmPC鋼線 (JIS G 3536 SWPR1AN/L)	30	200.6—203.7 (201.5)	0.93
32mm 総ネジPC鋼棒 (JIS G 3109 SBPD930/1080)	30	201.1—203.7 (202.2)	0.77



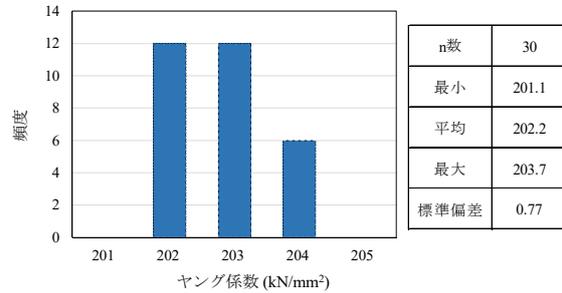
(a) 15.2mmPC鋼より線 (JIS G 3536 SWPR7BL)



(b) 21.8mmPC鋼より線 (JIS G 3536 SWPR19L)



(c) 7mmPC鋼線 (JIS G 3536 SWPR1AN/L)



(d) 32mm 総ネジPC鋼棒 (JIS G 3109 SBPD930/1080)

図-2.2.3 PC鋼材のヤング係数の調査結果 (頻度分布)

2章 参考文献

- 1) 町田篤彦：統計とコンクリートの品質の変動との関係，コンクリート工学，Vol. 15 No. 9，1977. 9
- 2) 建設省土木研究所：施工によるコンクリートの品質のばらつき調査報告書，土木研究所資料第 632 号，1971. 1
- 3) 高橋久雄ほか：構造体コンクリートの強度管理に関する研究（その 1～5），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 123-132，1977
- 4) 佐原晴也，森濱和正，野永健二，渡辺正：小径コアによる実構造物コンクリートの圧縮強度の推定，土木学会第 58 回年次学術講演会，V-427，2003. 9
- 5) 独立行政法人土木研究所：既存コンクリート構造物の健全度実態調査結果—1999 年調査結果—，土木研究所資料第 3854 号，2002. 3
- 6) 独立行政法人土木研究所：レディーミクストコンクリートの品質実態調査—(2)1999 年調査結果—，土木研究所資料第 3838 号，2001. 11
- 7) 建設省土木研究所：コンクリートの引張強度に関する調査報告書—持続荷重および寸法効果に関する検討—，土木研究所資料第 3418 号，表-3. 2～表-3. 4，1996. 1（**図-2. 1. 2** 及び **表-2. 1. 3** の①）
- 8) 建設省土木研究所：大型 RC はり供試体のせん断強度に関するデータ集，土木研究所資料第 3426 号，1996. 1（**図-2. 1. 2** 及び **表-2. 1. 3** の②）
- 9) 建設省土木研究所・プレストレスト・コンクリート建設業協会：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 PC はり部材の終局曲げ強度・変形性能に関する調査—，共同研究報告書第 96 号，P12，1994. 3（**図-2. 1. 2** 及び **表-2. 1. 3** の③）
- 10) 建設省土木研究所・プレストレスト・コンクリート建設業協会：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 PC はり部材の曲げせん断強度に関する調査—，共同研究報告書第 122 号，P18～，1995. 3（**図-2. 1. 2** 及び **表-2. 1. 3** の④）
- 11) 建設省土木研究所：高炉スラグ砕石コンクリートのせん断試験，土木研究所資料第 1981 号，P7 図 6，1983. 3（**図-2. 1. 2** 及び **表-2. 1. 3** の⑤）
- 12) 阪田憲次，椿龍哉，井上正一，綾野克紀：高強度域を考慮した乾燥収縮ひずみおよびクリープ予測式の提案，土木学会論文集，No. 690 V-53，1-19，2001.
- 13) 普通鋼電炉工学会 電炉鉄筋棒鋼品質調査委員会：第 6 回 電炉鉄筋棒鋼品質調査報告書，2004. 10
- 14) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法指針（案），コンクリートライブラリー，第 52 号，pp. 218-227，1984. 2
- 15) 高速道路調査会橋梁研究委員会コンクリート道路橋の限界状態設計法に関する調査研究委員会：コンクリート道路橋の限界状態設計法に関する調査研究（その 2）報告書，1989. 2

3章 応力度制限値に関する調査

3.1 設計の前提条件

3.1.1 プレストレストコンクリート部材の設計に用いる定数の前提条件

(1) コンクリートの圧縮応力度の制限値

コンクリートのクリープは圧縮応力度が圧縮強度の40%以上となると急激に増加する¹⁾ことが知られている。そのため、一定荷重下のコンクリートに発生する圧縮応力度がクリープひずみと比例関係にあることを前提としてH24 道示Ⅰ編に規定されているクリープ係数を適用する場合には、永続作用支配状況のような持続荷重下において、コンクリートの圧縮応力度を圧縮強度の40%以下に抑える必要がある²⁾。

また、曲げ圧縮を受けるT形や箱形断面では、圧縮部であるフランジの幅がウェブの幅より大きくなると、幅方向における圧縮部の応力分布が長方形断面に比べて不均一となることから³⁾、平成24年制定の道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編（以下、H24 道示Ⅲ編）では長方形断面における値から $1\text{N}/\text{mm}^2$ を減じた値とされている。

軸圧縮応力度は、軸方向荷重が増加すると部材が弾性収縮を生じてプレストレスが減少することや、曲げ圧縮応力度と異なり部材全長にわたり一様に生じること、柱におけるコンクリート強度が標準供試体のコンクリート強度に比べて多少低下すること⁴⁾などを考慮して、H24 道示Ⅲ編ではT形及び箱形断面の曲げ圧縮応力度の許容値の85%程度となる値とされている。

以上より、持続荷重下において、プレレストレストコンクリート部材の圧縮応力度の制限値をH24 道示Ⅲ編のプレレストレストコンクリート構造に対する死荷重時の圧縮応力度の許容値と同等とすれば、H24 道示Ⅰ編のクリープ係数を適用できると考えられる（表-3.1.1 参照）。

表-3.1.1 コンクリートの圧縮応力度の制限値 (N/mm^2)

応力度の種類		コンクリート設計基準強度					
		30	40	50	60	70	80
曲げ圧縮 応力度の 制限値	(1) 圧縮強度の40%	12.0	16.0	20.0	24.0	28.0	32.0
	(2) H24 道示Ⅲ編の許容応力度 (長方形断面の場合)	12.0	15.0	17.0	19.0	23.0	27.0
	(3) H24 道示Ⅲ編の許容応力度 (T形及び箱形断面の場合)	11.0	14.0	16.0	18.0	22.0	26.0
(4) $\{(1)-1.0\} \times 85\%$		9.3	12.8	13.5	16.2	22.9	26.4
(5) H24 道示Ⅲ編の許容応力度 (軸圧縮)		8.5	11.0	13.5	15.0	18.5	22.0

(2) コンクリートの引張応力度の制限値

H24 道示Ⅰに規定されているクリープ係数は、持続荷重を受ける全圧縮状態の供試体におけるクリープの影響を実測した結果に基づき設定されている。そのため、設計上そのクリープ係数を適用する場合には、持続荷重下においては部材が全圧縮状態にあることが前提となる。また、乾燥収縮の影響についても、持続荷重下において引張が生じることによってひび割れが生じる可能性が増すことから、持続荷重下において全圧縮状態を前提としていると考えられる。そのため、コンクリートの引張応力度についても、クリープ係数及

び乾燥収縮に関する係数の適用条件として、一定荷重下として考慮する永続作用支配状況では、持続的に引張応力が生じないことが求められる。斜引張応力度については、定まった考え方はないが、H24 道示Ⅲ編のプレストレストコンクリート構造に対する死荷重時の引張応力度の許容値と同等とすれば、フルプレストレッシングを想定した値と考えられている（本書の3.2.2参照）。

そのため、持続荷重下において、プレストレストコンクリート部材の引張応力度の制限値を表-3.1.2 とすれば、H24 道示Ⅰ編のクリープ係数を適用できると考えられる。

表-3.1.2 コンクリートの引張応力度の制限値 (N/mm²)

コンクリート設計 基準強度		30	40	50	60	70	80
		応力度の種類					
(1) 曲げ引張応力度の制限値		0.0					
(2) 軸引張応力度の制限値		0.0					
斜引張 応力度の制 限值	(3) H24 道示Ⅲ編の許容 応力度 (せん断力 or ねじ りモーメント)	0.8	1.0	1.2	1.3	1.3	1.3
	(4) H24 道示Ⅲ編の許容 応力度 (せん断力+ねじり モーメント)	1.1	1.3	1.5	1.6	1.6	1.6

(3) PC 鋼材の引張応力度の制限値

初期導入力によって PC 鋼材に生じる引張応力が引張強度の 80%以上になると、リラクセーションが急激に増加する傾向にあることが知られている。PC 鋼材の降伏強度は引張強度の 85~88%程度であるため、PC 鋼材の引張応力を降伏強度の 80%以下とすれば、引張強度の 70%程度となり、リラクセーションが特に大きくなるようなことはないと考えられている⁵⁾。そのため、コンクリートの弾性変形による損失分を 5%程度見込むと、PC 鋼材のリラクセーションの影響を評価する前提としてのプレストレッシング直後の PC 鋼材の引張応力度の制限値は、 $0.70\sigma_{pu}$ 又は $0.85\sigma_{py}$ のうち小さい方の値となる。

3.1.2 鉄筋コンクリート構造の応力算出時の前提条件

(1) 応力算出時のクリープを考慮する方法

鉄筋コンクリート構造とプレストレストコンクリート構造では、応力算出時にクリープを考慮し、想定する耐荷機構となるように挙動を制御する方法が異なる。図-3.1.1 は鉄筋コンクリート構造とプレストレストコンクリート構造において設計上で想定する耐荷機構を示している。プレストレストコンクリート構造は発生する引張応力に対して引張鉄筋を配置し、かつ、応力の発生を抑制することで全断面が有効となる耐荷機構を仮定している。このとき、クリープや乾燥収縮の時間依存性挙動について適切に評価したプレストレス力を算出しているため、使用材料の特性に応じたヤング係数比を用いている。一方、鉄筋コンクリート部材では、発生する引張応力に対してコンクリートの引張抵抗を見込まず、部材断面が全圧縮である状態を前提としていないため、ヤング係数比を $n = E_s/E_c = 15$ とすることでクリープの影響を考慮している⁶⁾。また、鉄筋コンクリート構造においては、一定荷重下においてコンクリートの圧縮応力度が圧縮強度の 1/3 程度以下となるようにしている。

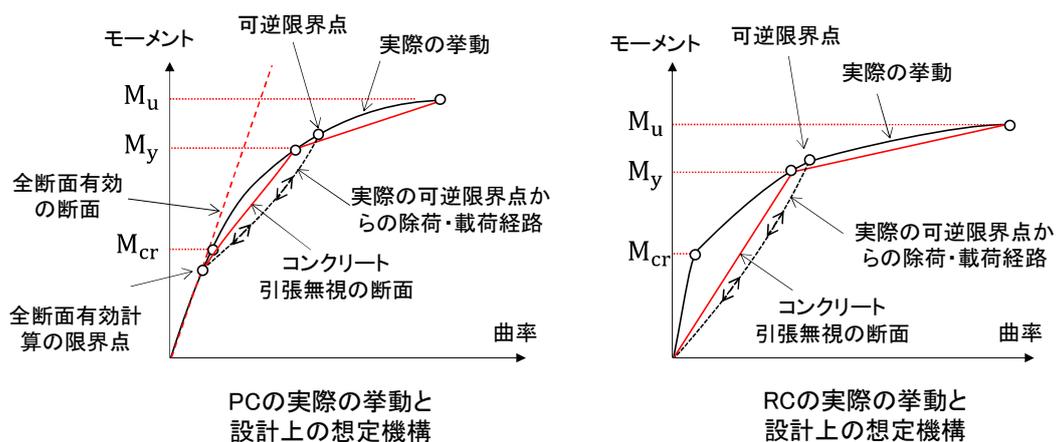


図-3.1.1 PC構造とRC構造の想定する耐荷機構

(2) ヤング係数比 15 の解釈

鉄筋コンクリート構造において応力度算出時のヤング係数比の設定に際しては、コンクリート圧縮強度に応じて E_c が変化することや、コンクリートのクリープによって見かけの E_c が小さくなることを考慮して、コンクリート圧縮強度などを考慮したヤング係数比 n を設定するという考え方がある⁷⁾。しかし、単にヤング係数だけクリープを考慮して増大させると、コンクリートや鉄筋の応力度はクリープ後に制限値内に収まるにすぎず、クリープ前においてはコンクリートの圧縮応力が制限値を上回り、危険側の設計となることがある。そのため、これまでから道示ではヤング係数比 15 という一定値を用いて、コンクリートの圧縮応力度は圧縮強度の 1/3 程度以下とする方法が用いられている。

表-3.1.3 及び表-3.1.4 に各国設計基準の取り扱い及びヤング係数比について調査した事例をそれぞれ示す。

ヤング係数比を実態に近い値に変更することは、鋼橋及び下部構造の設計への影響を踏まえた慎重な検討が必要と考えられる。なお、ヤング係数比の違いによる鉄筋応力度の影響の試算結果で大きな差異は見られなかった。

表-3.1.3 設計基準の取り扱い

設計基準	弾性係数比	理由
AASHTO LRFD ⁸⁾	永久荷重作用時の応力算定には有効ヤング係数比である $2n$ (n はヤング係数比) を使用	クリープの影響を考慮して、コンクリートの有効ヤング係数比を用いるものと推定
EC2 【Euro Code】 ⁹⁾	本文中には規定は無いが、解説書および設計例では、 $n=15$ を適用 (但し、変動荷重が支配的な場合は、クリープの影響を無視した n を用いても良い。)	クリープの影響を考慮

表-3.1.4 試算事例

出典	試算内容
B. P. Hughes 著 “Limit state theory for reinforced concrete design” ¹⁰⁾	ヤング係数比が 9→15→30 に変化しても、鉄筋応力度の変化量は 5%, 8%程度に過ぎない。
日本建築学会 “鉄筋コンクリート構造規準・同解説” ⁷⁾	ヤング係数比が 10→15 に変化しても、引張鉄筋応力度の変化量は 2%に過ぎない。
M. Taliano 著 “The improved n-method for the calculation of stresses in service” ¹¹⁾	簡便法 $n=15$ と載荷時材齢及び載荷期間等を厳密に考慮する厳密法と比較し、鉄筋の引張応力度は殆ど差異が無い (1-2%程度) ことを確認した。しかし、コンクリートの圧縮応力度は高強度になるほど大きな差異が生じることを確認した。 例 $f_{ck}=20\sim50$ 10%程度の差異 $f_{ck}=90$ 25%程度の差異

3.1.3 プレストレストコンクリート構造の応力算出時の前提条件

前述の 3.1.2 に示しているが、プレストレストコンクリート構造で全断面が有効となって抵抗する耐荷機構を想定する場合は、断面に発生する引張応力に対して引張鉄筋を配置する必要がある。引張鉄筋の配置に関しては、鉄筋や PC 鋼材に負担させる引張応力度を検証する必要がある。

鉄筋がプレストレス、クリープ及び乾燥収縮を拘束する影響を適切に考慮するプレストレス力を断面に作用させることについて、鉄筋拘束の影響の試算は本書の「付録 3. 鉄筋拘束の影響の試算」に記載している。

(1) 引張鉄筋に負担させる引張応力度について

これまでの道示が用いていた許容応力度設計法では、荷重組合せごとの発生頻度の違いが許容応力度の割増係数として考慮されていたが、部分係数設計法では荷重組合せ係数を用いて、作用の同時載荷状況の頻度が調整された作用の組合せが与えられる。すなわち、これまでの示方書で見込んでいたコンクリートの引張応力の安全余裕は荷重側で考慮されるため、同等の安全余裕を従来の制限値 (180N/mm²) に考慮する必要がある。

次に示す事項を踏まえると、引張鉄筋に負担させる引張応力度は 210N/mm² となる。

- 1) 鉄筋応力度が 210N/mm² までは全断面有効とした計算とひび割れを想定した計算との乖離が小さいことが示されている¹²⁾。
- 2) 210N/mm² はかぶり 5cm とした場合にひび割れ幅 0.3mm に相当することから、従来のかぶりの前提としたひび割れ幅の状況とも大きな差は生じない¹³⁾ (図-3.1.2 参照)。
- 3) PC3 径間連結ポストテンション方式 T 桁橋で、引張鉄筋に負担させる引張応力度を 200, 210, 220N/mm² と 3 種類の最大値で鉄筋量の変化を検討したが、ほとんどの箇所は引張鉄筋の応力度制限値の影響を受けないこと、応力度制限値が異なる影響による鉄筋量に与える影響はわずかである (「付録 4. 引張鉄筋の応力度制限値の試算」参照)。

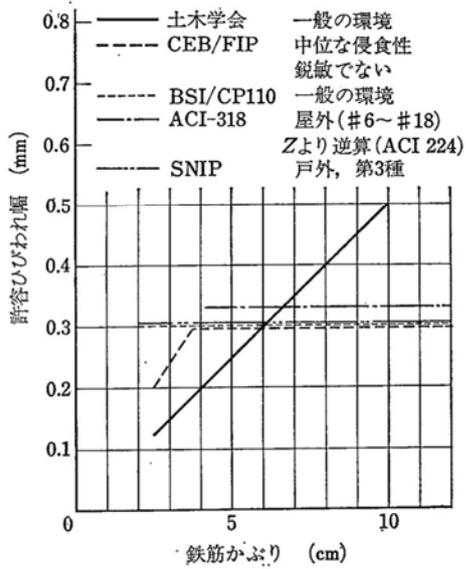


図 L-1.3 許容ひびわれ幅に関する各国規準値の比較

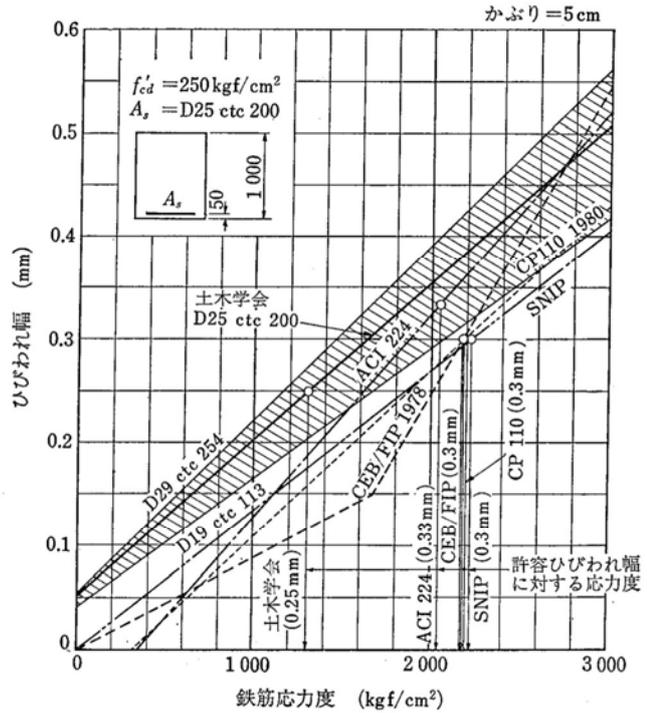


図 L-1.15 鉄筋応力とひびわれ幅の関係

図-3.1.2 かぶり, ひびわれ幅, 及び鉄筋応力度の関係¹³⁾

(2) PC 鋼材を引張鉄筋とみなす場合の PC 鋼材の引張応力度の制限値

全断面を有効とした抵抗機構を想定する場合に PC 鋼材を引張鉄筋とみなせる前提条件として, これまでの道示では, 設計荷重時の PC 鋼材の引張応力度が $0.60\sigma_{pu}$ 又は $0.75\sigma_{py}$ のうち小さい方の値以下であることが規定されていた。永続作用及び変動作用支配状況において, これまでと同等の安全余裕を確保するとすれば, キャリブレーション結果より, 温度作用時の安全余裕 1.15 と仮定すると, $0.60\sigma_{pu} \times 1.15 \doteq 0.65\sigma_{pu}$, $0.75\sigma_{py} \times 1.15 \doteq 0.85\sigma_{py}$ となる。

3.2 耐荷性能の照査に対する応力度制限値

3.2.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材

(1) プレストレストコンクリート構造の圧縮応力度の制限値

曲げモーメントや軸方向力を受けるプレストレスを導入するコンクリート部材では、作用に対して部材全体が弾性挙動する限界の状態が、部材としての可逆性の限界の状態と考えられる。圧縮強度が 50N/mm^2 程度までのコンクリート材料については、圧縮応力に対して圧縮強度の $2/3$ を超えない範囲まで、非線形性が顕著とならず材料としての可逆性を有すると考えられる¹⁴⁾。そのため、部材断面を構成するコンクリートに対して、断面に発生する圧縮応力度が圧縮強度の $2/3$ を超えないことが、部材が可逆性限界に達しないことの一つの条件となる。ただし、圧縮強度の $2/3$ となる応力の状態は、鉄筋コンクリート部材を構成するコンクリートを前提として、安全余裕が少ない状態を想定している。そのため、プレストレストコンクリートについては、圧縮強度が 50N/mm^2 を超えるコンクリートの場合と同様、圧縮強度の 40% 程度となる状態を、非線形性が顕著となる限界の状態と考えるのがよい¹⁾。

圧縮応力度に関する制限値を表-3.2.1に示す。応力ひずみ曲線は、円柱供試体などの一軸状態における挙動に基づき設定されていることから、軸圧縮応力に着目する。圧縮強度の 40% となる値は、H24 道示Ⅲ編に規定されている許容応力度を 1.5 倍した値とほぼ同値となる。これまでの設計においては、地震時においても上部構造に対しては可逆性を有する状態にとどまるよう制御されていたと考えられる。そのため、圧縮強度の 40% となる値までは、これまでも可逆性を有するものとして扱っていたと考えられる。また、許容応力度を 1.5 倍することについては、鋼材降伏の安全率 1.7 に対し、温度作用時の割増しを考慮した係数、すなわち $1.7/1.15 \approx 1.5$ を乗じたものと解釈することができる。いずれの解釈においても、これまでの許容応力度に対して 1.5 倍となる値を制限値とすればよく、その値は圧縮強度のおよそ 40% となる値である。

なお、割増し後の応力を想定していることから、T 形及び箱形断面の場合の制限値については、長方形断面に対して $1.5 \times 1.0\text{N/mm}^2 = 1.5\text{N/mm}^2$ 減じた値となる。また、軸圧縮応力度の制限値と曲げ圧縮応力度の制限値の差異については、T 桁及び箱桁断面の場合の制限値に対して、 85% とした値となっている。

表-3.2.1 プレストレストコンクリート構造に対する圧縮応力度の制限値 (N/mm^2)

応力度の種類	コンクリート設計基準強度					
	30	40	50	60	70	80
(1) H24 道示に規定されている許容応力度 (軸圧縮)	8.5	11.0	13.5	15.0	19.5*	22.5*
(2) 圧縮強度の 40%	12.0	16.0	20.0	24.0	28.0	32.0
(3) ((1)の値) \times 地震時の割増し(1.5)	12.5	16.5	20.0	22.5	28.0	33.0
(4) 曲げ圧縮応力度の制限値 (長方形断面) (3)の値/ $0.77 \sim 0.85$ \Rightarrow H24 道示に規定されている許容 応力度 (曲げ圧縮:長方形断面) の 1.5 倍	18.0	22.5	25.5	28.5	34.5	40.5
(5) (4)の値から 1.5N/mm^2 ($1.0\text{N/mm}^2 \times 1.5$) 減じた値 \Rightarrow H24 道 示に規定されている許容応力度 (曲げ圧縮:T形及び箱形 断面) の 1.5 倍	16.5	21.0	24.0	27.0	33.0	39.0

*: 長方形断面の制限値 $\times 0.85$ (H24 道示解説の表から逆算)

(2) プレストレストコンクリート構造の引張応力度の制限値

これまでの道示において、設計荷重時 (D+L) の荷重組合せに対してプレストレストコンクリートで引張応力の制限値が設定されていた理由は、全断面有効として計算した応力状態と、コンクリートの引張抵抗を見込まず計算した応力状態との乖離を小さくするためと考えられる。そのことは1961年の土木学会標準示方書の解説及び改定資料に明記されている³⁾¹²⁾。すなわち、この応力制限の目的は、全断面有効として計算させることの計算精度を保証するものであり、また、このように全断面有効とすることで、断面力を線形的に加算できることから、一つの簡易計算の手法と位置付けることができる。なお、プレストレストコンクリートにおいても、引張応力に対してはコンクリートの引張抵抗を見込まず、鉄筋により受け持たせることも明記されている。これは、実際にひび割れが生じるかという実現象とは別に、設計上の仮定として全断面有効を想定していたことになる。このような仮定は、RCの計算で実際にはひび割れが生じないにもかかわらず引張抵抗を無視することと同じであり、これまで設計荷重時 (D+L) では引張応力に対して 2N/mm^2 の許容応力度が与えられていた。

一方、これまでも頻度が稀で比較的荷重が大きいものに対しては、引張応力度の許容値が 3.0N/mm^2 まで許されていた。この範囲までは、全断面有効と引張無視の断面とでの乖離も比較的小さく、全断面有効とみなせる範囲であること、また、コンクリートの引張強度以下であることから、全断面有効の成立性を仮定していたものと考えられる。実際、S53年の土木学会標準示方書²⁾では、 60N/mm^2 に対して 3.5N/mm^2 までの引張応力が許されている。そのため、発生応力が引張強度以下となり、物理的にひび割れが発生しないとみなせる制限値として、コンクリートの引張強度の下限值 ($0.23\sigma_{ck}$ の $2/3$ 乗 : 2σ 下限相当) が考えられる。このような制限値とすることで、全断面有効とした場合の計算では、RC計算よりも必要な引張鉄筋量が増えるため、引張鉄筋の配置により引張無視の断面との乖離はさらに小さくなる。

以上を踏まえると、

- 1) 例えば100年間最大級の荷重は在来の地震時に匹敵すること
- 2) 引張鉄筋の必要量は本来コンクリートを無視した状態での計算とすべきところ、計算の簡易化のため全断面有効とした計算により算出していたこと
- 3) 全断面有効としたほうがより多くの引張鉄筋が配置され、引張無視した場合との乖離が小さくなること
- 4) 物理的には発生応力が引張強度以下ならばひび割れが生じないと考えてよいこと

から、式 (2.1.5) より算出されるコンクリートの引張強度の下限値を上限值とすればよいことがわかる。なお、この数値の設定により、これまでのPC桁とほぼ同等の設計が行えることも確認されている。軸引張応力度については、物理的に引張を許容できないため、いかなる荷重体系においても制限値は0となる。想定される制限値は表-3.2.2の通りとなる。

表-3.2.2 プレストレストコンクリート構造に対する引張応力度の制限値 (N/mm²)

応力度の種類		コンクリート設計基準強度					
		30	40	50	60	70	80
1)	曲げ引張応力度の制限値 (= 0.23×σ _{ck} の2/3乗) 上限値3.5N/mm ²	2.2	2.7	3.1	3.5	(3.5)	(3.5)
2)	軸引張応力度の制限値	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

3.2.2 せん断力及びねじりモーメントを受ける部材

せん断力及びねじりモーメントを受けるプレストレスを導入するコンクリート部材に関しても、3.2.1と同様に作用に対して部材全体が弾性挙動する限界の状態が部材としての可逆性の限界の状態と考えられる。全断面を有効とする耐荷機構が成立することを照査するため、これまでの道示では、部材に斜めひび割れを生じさせないために主引張応力度に制限が設けられ、斜引張応力度は「衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せ」の許容値が与えられていた。

コンクリートの全断面を有効とした主応力σ_Iは、モールの応力円による応力状態を考慮し、式(3.2.1)から応力円の中心座標+半径で示されたものである。

$$\sigma_I = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \right\} \dots\dots\dots (3.2.1)$$

ここに、σ_xは部材軸方向圧縮応力度、σ_yは部材直角方向圧縮応力度、τは部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度である。

中立軸位置においてひび割れが発生する限界の公称せん断応力度をコンクリートの引張強度とした場合、コンクリートのみで負担できるせん断力の最大値は、式(2.1.5)より算出されるコンクリートの引張強度であり、斜引張応力度の制限値は引張強度と考えられる。よって、プレストレストコンクリート構造に対する斜引張応力度の制限値として、せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合の斜引張応力度をコンクリート引張強度とすれば、表-3.2.3の通りとなる。

表-3.2.3において、「1)せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する場合」と「2)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合」では、斜引張応力度の制限値はこれまでの示方書と同様に0.5N/mm²の差が設けられている。

表-3.2.3 プレストレストコンクリート構造に対する斜引張応力度の制限値 (N/mm²)

応力度の種類		コンクリート設計基準強度					
		30	40	50	60	70	80
斜引張応 力度の制 限值	(1) せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合 (= 0.23×σ _{ck} の2/3乗) 上限値3.5N/mm ²	2.2	2.7	3.1	3.5	(3.5)	(3.5)
	(2) せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する場合 = ((1)の値) -0.5N/mm ²	1.7	2.2	2.6	3.0	(3.0)	(3.0)

H24 道示Ⅲ編の表-3.2.5の3)4)衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せは、H14 道示Ⅲ編で改

定されたときに追加されたものである。H14 道示Ⅲ編改定時の斜引張応力度は、改定資料¹⁵⁾によれば当時 H8 道示Ⅲ編の斜引張応力度は、国内及び諸外国とくらべて安全側であったため、制限値を緩めて設定したものである。S53 年制定プレストレストコンクリート標準示方書（土木学会）²⁾の表 5.1.3 がフルプレストレッシング相当のⅠ種 PC、パーシャルプレストレッシング相当がⅡ種 PC であった。H8 道示Ⅲ編は、フルプレストレッシング相当（Ⅰ種 PC）の斜引張応力度であったが、H14 道示Ⅲ編にてパーシャルプレストレッシング相当（Ⅱ種 PC）まで許容された。また、H14 道示Ⅲ編改定時に、実物大載荷試験による結果¹⁶⁾や国内及び諸外国の規定を参考に、せん断又はねじりが単独で作用する場合は、 $0.75\sigma_{ct}$ （コンクリート引張強度の 75%）として、 2.0N/mm^2 （設計基準強度 40N/mm^2 の場合）を決定し、せん断又はねじりが同時に作用する場合は、 0.5N/mm^2 差をつけ、 $2.0+0.5=2.5\text{N/mm}^2$ として決定された。これにより、PC 箱桁橋等のウェブに配置されていたせん断鋼棒等の削減が図られた。

【H14 道示Ⅲ編 3.2 許容応力度 p126】

表-3.2.5 プレストレストコンクリート構造に対する許容斜引張応力度 (N/mm²)

応力度の種類		コンクリート設計基準強度				
		30	40	50	60	
活荷重及び衝撃以外の主荷重	1)せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する場合	0.8	1.0	1.2	1.3	
	2)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	1.1	1.3	1.5	1.6	
衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せ	3)せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する場合	1.7	2.2	2.3	2.5	0.75 σ_{ct}
	4)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	2.2	2.5	2.8	3.0	0.75 σ_{ct} +0.5

【H8 道示Ⅲ編 3.3 プレストレストコンクリート部材に対する許容応力度 p160】

表-3.3.3 コンクリートの許容斜引張応力度 (kgf/cm²)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度			
		300	400	500	600
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		8	10	12	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		11	13	15	16

【昭和 53 年制定プレストレストコンクリート標準示方書 土木学会】

表-5.1.3 コンクリートの許容斜引張応力度 (kgf/cm²)

適用範囲		設計基準強度				行	
		300	400	500	600		
使用状態	Ⅰ種	せん断による応力	8	9	10	11	1
		せん断とねじりによる応力	11	13	15	17	2
	Ⅱ種	せん断による応力	16	20	24	28	3
		せん断とねじりによる応力	20	25	30	35	4

※フルプレストレッシングはⅠ種、パーシャルプレストレッシングはⅡ種

3.3 耐久性能の照査に対する応力度制限値

3.3.1 内部鋼材の防食

内部鋼材の防食に関しては、かぶりの最小値を確保することを前提として、鉄筋の応力度を制限することでひび割れ幅を間接的に制御する方法がある¹⁷⁾¹⁸⁾。

表-3.3.1 に示す鉄筋の応力度制限値は、H8 道示Ⅲ編以前の道示や塩害対策指針(案)¹⁹⁾では解説に記載され、H14 道示Ⅲ編以降に条文に記載された値であり、持続的に作用する死荷重作用時における鉄筋の引張応力度の許容値である。この値は、既往の構造物に生じたひび割れ幅と設計上の鉄筋応力度の関係等から、コンクリート表面のひび割れ幅が0.2mm程度以下となる鉄筋応力度を示したものであり、乾燥収縮やクリープの影響で初期に発生するひび割れが拡大することを抑制するひび割れ幅とされている(図-3.3.1 参照)。また、制限値はひずみ量から定まるため、鉄筋の種類によらず一定値とされている。

表-3.3.1 鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm²)

鉄筋の種類	SD345	SD390	SD490
鉄筋の引張応力度の制限値	100		

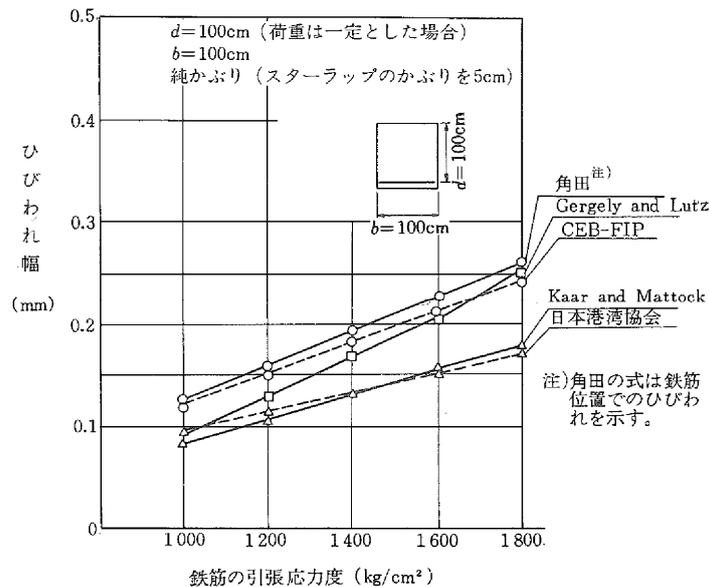


図-3.3.1 鉄筋の引張応力度とひび割れ幅の関係¹⁹⁾

3.3.2 コンクリート部材の疲労

コンクリートの圧縮応力に対する疲労強度については、土木学会式²⁰⁾(5%フラクタイル値)を用いて以下のように表すことができる。

$$f_{cr} = f_{cd} k_1 \left(1 - \frac{\sigma_p}{f_{cd}}\right) \left(1 - \frac{\log N}{k_2}\right) \dots\dots\dots (3.3.1)$$

ここに、 f_{cr} は応力振幅（最大応力ではない）、 f_{cd} は設計基準強度、 σ_p は永続作用により生じている応力（一般に0とする。）、 N を繰り返し回数（ $N = 2 \times 10^6 : 200$ 万回とする）、 k_1 は応力の方向による補正（圧縮で0.85、引張で1.0）、 k_2 は環境要因による補正（湿潤等で10、通常で17）である。いま、通常的环境下において圧縮を受けるコンクリートを想定する。すなわち $k_1 = 0.85, k_2 = 17$ とする。このとき、極端な場合、つまり永続作用による応力がゼロで、制限値のすべてが応力変動だと仮定すれば、コンクリート圧縮応力に対する疲労強度は、表-3.3.2の通りとなる。

表-3.3.2 コンクリートの圧縮応力に対する制限値 (N/mm²)

設計基準強度	24	27	30	40	50	60
疲労強度（最大）	12.8	14.4	16.0	21.4	26.7	32.1
H24 道示Ⅲ制限値 (RC) (曲げ圧縮)	8.0	9.0	10.0	—	—	—
H24 道示Ⅲ制限値 (PC) (曲げ圧縮)	—	—	12.0	15.0	17.0	19.0
設計基準強度×1/2	12.0	13.5	15.0	20.0	25.0	30.0
設計基準強度×1/2/1.2	10.0	11.0	12.5	16.5	20.0	25.0

疲労強度を考慮した応力制限値は設計基準強度の約半分となる。実際には永続作用はゼロではないため、活荷重による応力振幅は必ず想定よりも小さくなる。また、疲労強度式は5%フラクタイルを与える式²¹⁾であるので、疲労破壊に対しては十分な余裕がある。そのため、制限値を $f_{cd}/2$ と設定すれば、PCおよびRCによらず疲労破壊の可能性は低い。ここで、学会式的前提としてコンクリート圧縮強度のばらつきを5%（管理供試体）と見込んでいる。そのため、道示で前提とする15%のばらつき（打設後）に対して、同程度の安全性を確保するためには、1.2の安全率を確保すればよい。そのため、設計基準強度の1/2/1.2が基本値となる。

この基本値は、在来のD+L作用時の許容応力度よりも大きい値であり、在来のD+L作用時の許容応力度を制限値とすれば、十分疲労耐久性を有していると考えられる。そのため、D+Lを含む代表的な荷重組合せである式(3.3.2)で算出されるコンクリートの応力度が、これまでの許容応力度を超えない場合には、疲労の影響が生じにくいものと考えられる。

$$1.00(D + L + PS + CR + SH + E + HP + U) \dots\dots\dots (3.3.2)$$

鉄道標準²²⁾でも $f_{cd}/2$ であれば疲労照査を省略できるとしている（高強度・軽量を除く）。なお、この方法はあくまでも在来の設計において疲労の影響が生じていないという知見に基づく経験則であり、在来設計と同等の応力状態を実現することを手段としたみなし規定である。疲労設計を正しく行う場合には、作用荷重を定めるとともに、作用回数を設定する必要がある。ただし、活荷重による応力振幅を想定したが、作用組合せにLだけのものがない。Lの作用に相当するのはD+Lとなるが、DとLが異符号で均衡するときLの振幅を適切に評価できないことになる。これには、相反応力部材の取り扱いによって異符号の効果を考慮していることから、Lによる効果D+Lによる効果と考えてよいものと考えられる。

一方、鉄筋の引張応力に対する疲労強度については、土木学会式²⁰⁾ (5%フラクタイル値) を用いて以下のようにならわすことができる。

$$f_{srd} = 190 \frac{10^\alpha}{N^k} \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{f_{ud}} \right) \dots\dots\dots (3.3.3)$$

ただし、 f_{srd} は鉄筋の疲労強度(振幅)、 f_{ud} は鉄筋の引張強度、 σ_{sp} は永続作用により生じている応力、 N は繰返し回数である。また、 $\alpha = k_{of}(0.81 - 0.003\phi)$ 、 $k = 0.12$ としてよいとされている。ただし、 ϕ は鉄筋直径(mm)、 k_{of} はふしに関する補正で一般に1.0としてよい。いま、設計試算においてRC橋の3橋での死荷重による鉄筋引張応力がおよそ100 N/mm²であったことから、 $\sigma_{sp} = 100$ N/mm²とする。この値から疲労強度を計算すると表-3.3.3の通りとなる。これより、最も疲労破壊が厳しくなる $\phi 32$ を用いた場合においては、いずれの鋼種においても疲労強度は240 N/mm²程度となっている。永続作用における応力を半分の50 N/mm²と仮定した場合には、疲労強度は200 N/mm²程度となる。これより、疲労破壊に対しては、鋼種によらず200 N/mm²とすれば十分安全であることがわかる(なお、海外の基準でも疲労限界としての応力振幅は140 N/mm²とされており、永続作用を50 N/mm²としても、190 N/mm²となりほぼ近い値となっている)。

なお、圧縮鉄筋については、コンクリートの圧縮応力度制限によって、事実上制限されている。例えば、 $f_{ck} = 24$ N/mm²のとき、コンクリート圧縮応力度制限値は8.0 N/mm²である。この時のヤング係数比倍の応力が作用すると考えれば、単純に15×8=120 N/mm²であり、十分これらの値を下回る。

表-3.3.3 鉄筋の応力度制限値 (N/mm²)

鉄筋の種類	SD345	SD390	SD490
疲労強度(最大) ($\sigma_{sp} = 100, \phi = 32$)	237	242	245
疲労強度(最大) ($\sigma_{sp} = 100, \phi = 13$)	256	262	265
疲労強度(最大) ($\sigma_{sp} = 50, \phi = 32$)	205	207	209
疲労強度(最大) ($\sigma_{sp} = 50, \phi = 13$)	227	229	231
H24 道示 許容応力度	180	180	180

PC鋼材の引張応力に対する疲労強度については、完全片振りに変換した土木学会式²⁰⁾を用いて以下のようにならわすことができる。

$$f_{srd} = 280 \frac{10^\alpha}{N^k} \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{f_{ud}} \right) \dots\dots\dots (3.3.4)$$

ただし、 f_{srd} は鋼材の疲労強度(振幅)、 f_{ud} はPC鋼材の引張強度、 σ_{sp} は永続作用により生じている応力、 N は繰返し回数である。また、より線については $\alpha = 1.14$ 、 $k = 0.19$ 、鋼棒については $\alpha = 0.96$ 、 $k = 0.16$ としてよいとされている。(元式 $\sigma_r = \frac{10^{4.6}}{N^{0.19}} [kgf/cm^2] = \frac{10^{3.6}}{N^{0.19}} [N/mm^2] = 280 \frac{10^{1.14}}{N^{0.19}} [N/mm^2]$)

なお、PC鋼材の疲労強度についても、5%フラクタイルを取るよう設定されている。そのため、鉄筋やコンクリートの疲労強度と異なり、PC鋼棒の疲労強度式は安全側の下限式であることに留意が必要である。

いま、変動支配時のPC鋼材に発生する応力として、現状の許容値に対して95%まで許容するよう設計しているとする。また、変動作用により5%の応力変動が生じたと仮定する。制限値を $0.60\sigma_{pu}$ 、 $0.65\sigma_{pu}$ 、 $0.70\sigma_{pu}$ とした場合について、疲労強度（最大値）と制限値を比較した。その結果を表-3.3.4に示す。なお、 $0.60\sigma_{pu}$ 以外は疲労強度が制限値を下回ることになるが、この疲労強度は「下限値」であるため、必ずしも疲労破壊することにはならない。表-3.3.4より、 $0.60\sigma_{pu}$ とすれば十分に疲労耐久性があると考えられる。

表-3.3.4 PC鋼材（より線）の引張応力に対する制限値 (N/mm²)

制限値	$0.60\sigma_{pu}$	$0.65\sigma_{pu}$	$0.70\sigma_{pu}$
SWPR7BL (N/mm ²)	1100	1192	1283
制限値の95% (変動作用)	1045	1132	1219
永続作用 (変動作用の95%)	993	1075	1158
応力変動 (変動作用の5%)	52	57	61
疲労強度 (振幅)	112.5	101.5	90.4
疲労強度 (最大)	1105	1177	1249

設計上、許容される応力振幅について試算する。フルプレストレスの場合、PC鋼材に許容される応力変化 $\Delta\sigma_p$ は式(3.3.5)とすることができる²³⁾。

$$\Delta\sigma_p = n(\sigma_{ca} - \sigma_{c\phi}) \dots\dots\dots (3.3.5)$$

ここで、 n はヤング係数比、 σ_{ca} はプレストレス直後のコンクリートに許容される圧縮応力度、 $\sigma_{c\phi}$ はクリープ等による下縁プレストレスの減少量である。ここで、設計基準強度 30N/mm^2 として、 $\sigma_{ca} = 15\text{N/mm}^2$ 、 $\sigma_{c\phi} = 3\text{N/mm}^2$ 、 $n = 7.1$ と仮定すると、 $\Delta\sigma_p = 85\text{N/mm}^2$ となる。このため、変動作用による応力変動はおよそ 85N/mm^2 程度と推定できるが、いずれの疲労振幅強度にも達していない。

なお、ACI215²⁴⁾では、 $0.60\sigma_{pu}$ 以下に永続作用を制限した上で、応力振幅の制限値として $0.12\sigma_{pu}$ という値を示している。例えば、SWPR7BLの場合、 $0.12f_{pu}$ は 220N/mm^2 である。これは、変動作用時の応力制限を $0.65\sigma_{pu}$ とした場合に相当している。（ $0.65\sigma_{pu}$ のとき、永続作用を $0.95 \times 0.95 = 0.9$ まで抑えたとすれば、 $0.58\sigma_{pu} < 0.60\sigma_{pu}$ としたことに相当する。このとき、許される変動を $0.12f_{pu}$ とすれば、最大で $0.72\sigma_{pu}$ まで許容できる。この値は $0.60\sigma_{pu}$ よりも十分小さいことから、制限値を $0.60\sigma_{pu}$ とすれば、疲労の影響は生じないと考えられる。）

3.4 架設系に対する応力度制限値

これまでの道示では、施工時荷重を考慮した場合の許容引張応力度はコンクリートの設計基準強度に応じて定められており、コンクリートの設計基準強度が 30N/mm² で 2.2N/mm²、40N/mm² で 2.5N/mm²、50N/mm² で 2.8N/mm²、60N/mm² で 3.0N/mm² となっている。設計基準強度は、材齢 28 日における圧縮強度に相当するため、施工時の許容値は、材齢 28 日に対して定められたものであり、コンクリートの発現強度にかかわらず規定されていた。

しかし、張出架設など施工初期段階の若材齢時において、コンクリート引張強度がまだ低い段階でも、施工時荷重などの影響でコンクリートに引張応力度が発生する可能性があり、施工時にひび割れを発生させるリスクとなっている。材齢に応じた制限値の設定方法について検証する。

3.4.1 材齢に応じた各強度の特性値

コンクリートの強度が材齢に応じて変化することを想定したコンクリート圧縮強度及び引張強度は、材齢、温度依存性、セメントの種類、水セメント比の影響を考慮できる「日本コンクリート工学会（以降 JCI）²⁵⁾」の式(3.4.1)を参考とできる。

JCI の圧縮強度をもとに、施工時応力度制限値の算定を行う。

(1) 圧縮強度の特性値の予測式

設計時には標準的なコンクリートの配合を適切に設定し、発現強度から施工時制限値を設定する。設計時点の施工工程計画・架設設計（架設系における応力度制限）に用いるために参考とする標準的なコンクリート配合の条件を示す。

- ・水セメント比：早強ポルトランドセメント W/C=43%
- ・管理材齢：28 日
- ・コンクリート養生温度（外気温として一定）標準温度相当：20°C
- ・圧縮強度は、平均値相当であると想定する。

なお、施工時には各作業段階（型枠の脱型、ワーゲンの移動等）と同様の期間をとった現場封緘養生供試体の圧縮試験結果をもって、設計で想定した施工時制限値と発現強度の確認を行う必要がある。

有効材齢 t_e (日)における圧縮強度 $f'_c(t_e)$ (N/mm²) は、式(3.4.1)により算出することができる。

$$f'_c(t_e) = \frac{t_e - S_f}{a + b(t_e - S_f)} f'_c(t_k) \dots\dots\dots (3.4.1)$$

ここで、

t_k : 20°C水中で養生したコンクリートの基準材齢(日) (ここでは28日)

a, b : セメントの種類及び基準材齢に応じた係数であり、次の通りとなる。

$$a = \alpha_1 + \beta_1 \left(\frac{1}{0.43} \right) = 4.39 - 1.19 \div 0.43 = 1.623$$

$$b = \alpha_2 + \beta_2 \left(\frac{1}{0.43} \right) = 0.841 + 0.0428 \div 0.43 = 0.941$$

S_f :セメントの種類に応じた硬化原点に対応する有効材齢(日)で、ここでは、 $S_f=0.30$

$f'_c(t_k)$:基準材齢 t_k 日における圧縮強度(N/mm²)で式(3.4.2)で表される

$$f'_c(t_k) = p_1 + p_2(C/W) \dots\dots\dots (3.4.2)$$

ただし、

p_1, p_2 :セメントの種類及び基準材齢に応じた係数(ここでは $p_1 = -14.9$, $p_2 = 30.9$)

C/W :セメント水比

なお、有効材齢 t_e とは温度の影響を考慮した等価材齢であり、式(3.4.3)から算出することができる。

$$t_e = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)/T_0} \right] \dots\dots\dots (3.4.3)$$

ただし、

Δt_i :一定のコンクリート温度が継続する期間(日)

$T(\Delta t_i)$: Δt_i の間継続するコンクリート温度(°C)(ここでは20°C)

T_0 :1°C

これより、 $f'_c(t_e)$ は材齢に応じた強度式となる。

$$f'_c(t_e) = \frac{(t_e - 0.30)^{57}}{1.623 + 0.941(t_e - 0.30)} \dots\dots\dots (3.4.4)$$

以上のように推定した $f'_c(t_e)$ に対して、圧縮強度の変動係数を10%と想定することで、圧縮強度の5%フラクタイル値として特性値 $f'_{ck}(t_e)$ を次のように推定することができる。

$$f'_{ck}(t_e) = (1 - 0.1 \times 1.64)f'_c(t_e) = 0.836 \times f'_c(t_e) \dots\dots\dots (3.4.5)$$

ただし、設計上はコンクリートには設計基準強度以上の圧縮強度を期待しないことから、 $f'_{ck}(t_e)$ は設計基準強度を上限値とする。

(2) 引張強度の特性値の予測式

コンクリートの曲げ引張強度は、式(3.4.6)を用い、 $\sigma_c(t_e)$ は式(3.4.4)の $f'_c(t_e)$ を用いる。また、曲げ引張強度の5%フラクタイル値には、 $\sigma_{ct}(t_e)$ は式(3.4.5)の $f'_{ck}(t_e)$ を用いる。

$$\sigma_{ct}(t_e) = 0.23 \cdot \sigma_c(t_e)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (3.4.6)$$

3.4.2 応力度の制限値

制限値の設定に必要な安全余裕は、これまでの道示と同等となるように想定する。また、温度作用時の荷重組合せに対して発生する応力度と各強度の特性値との比率を基に、材齢に応じた発現強度の特性値に対して、これらと同程度の比率となるように施工中における応力度の制限値を設定する。

(1) 基本条件

各設計基準強度の曲げ引張強度を表-3.4.1 に示し、H24 道示Ⅲ編における許容応力度を表-3.4.2 及び表-3.4.3 に示す。なお、ここでは、一般的な矩形断面の部材を想定している。

表-3.4.1 曲げ引張強度

	算 定 式	単 位	基本データ			
			30	40	50	60
設計基準強度	σ_{ck}'	N/mm ²	30	40	50	60
設計基準 σ_t	$\sigma_t (=0.23 \sigma_{ck}'^{(2/3)})$	N/mm ²	2.2	2.7	3.1	3.5

表-3.4.2 H24 道示Ⅲ編における許容応力度

〔道示 (H24)〕 許容応力度		単 位	設計基準強度 σ_{ck}'			
			30	40	50	60
曲げ圧縮応力度	表3.2.2 その他 4)長方形	N/mm ²	12.0	15.0	17.0	19.0
軸圧縮応力度	表3.2.2 その他 6)	N/mm ²	8.5	11.0	13.5	15.0
曲げ引張応力度	表3.2.3 5)その他	N/mm ²	1.2	1.5	1.8	2.0
斜引張応力度	表3.2.5 主荷重 2)せん断とねじりモーメントをともに考慮する場合	N/mm ²	1.1	1.3	1.5	1.6
プレ直後曲げ圧縮応力度	表3.2.2 プレ直 1)長方形	N/mm ²	15.0	19.0	21.0	23.0
プレ直後軸圧縮応力度	表3.2.2 プレ直 3)	N/mm ²	11.0	14.5	16.0	17.0
プレ直後曲げ引張応力度	表3.2.3 1)プレ直後	N/mm ²	1.2	1.5	1.8	2.0
プレ直後斜引張応力度		N/mm ²	-	-	-	-
施工時曲げ引張応力度	表3.2.4 8)施工時荷重	N/mm ²	2.2	2.5	2.8	3.0

表-3.4.3 H24 道示Ⅲ編における許容応力度 (温度作用時)

〔道示 (H24)〕 許容応力度 (温度作用時)		単 位	設計基準強度 σ_{ck}'			
			30	40	50	60
曲げ圧縮応力度	表3.2.2 その他 4)長方形 ×1.15 ※	N/mm ²	13.8	17.3	19.6	21.9
軸圧縮応力度	表3.2.2 その他 6) ×1.15 ※	N/mm ²	9.8	12.7	15.5	17.3
曲げ引張応力度	表3.2.4 1)主荷重+温度変化の影響	N/mm ²	1.7	2.0	2.3	2.5
斜引張応力度	表3.2.5 主荷重 2)せん断とねじりモーメントをともに考慮する場合	N/mm ²	1.1	1.3	1.5	1.6

※温度作用時の許容応力度の割増係数 (1.15)

但し、表-3.4.3 に示す斜引張応力度に関しては、土木研究所他：プレストレストコンクリート橋における初期変状の影響評価と対策に関する共同研究報告書（その2）（共同研究報告書第498号，平成30年7月）等²⁶⁾²⁷⁾で実施した実橋における施工時の挙動計測及び再現解析結果を参考に、施工時の温度日変動応力度が大きいことなどの理由からフルプレストレッシング相当の斜引張応力度を想定している。

(2) H24 道示Ⅲ編で確保していた安全率

H24 道示Ⅲ編における温度作用時の許容応力度と各強度（表-3.4.1 参照）の比率を表-3.4.4 に示す。

表-3.4.4 H24 道示Ⅲ編における温度作用時の許容応力度と各強度の比率

安全率（設計基準強度÷温度作用時許容応力度）		単位	設計基準強度 σ_{ck}' (N/mm ²)			
			30	40	50	60
曲げ圧縮応力度	設計基準強度÷曲げ圧縮応力度	-	2.2	<u>2.3</u>	2.6	2.7
軸圧縮応力度	設計基準強度÷軸圧縮応力度	-	3.1	<u>3.2</u>	3.2	3.5
曲げ引張応力度	設計基準 σ_t ÷ 曲げ引張応力度	-	1.3	<u>1.3</u>	1.3	1.4
斜引張応力度	設計基準 σ_t ÷ 斜引張応力度	-	2.0	<u>2.0</u>	2.0	2.2

プレストレス導入直後の安全率は、H24 道示Ⅲ編に示されている通り、コンクリートに生じる最大圧縮応力度の1.7倍以上の圧縮応力度を確認する必要がある。圧縮強度の安全率を1.7としているのは、プレストレス導入直後のため、PC 鋼材のリラクセーション、コンクリートのクリープ・乾燥収縮による PC 鋼材緊張力の減少が生じないこと、圧縮強度試験を行い発現強度が必要強度以上（最大圧縮応力度の1.7倍以上）あることを確認することから完成時の安全率（2.3, 3.2）より低い安全率となっている。なお、発現強度に対して1.7倍以上の安全率を確保するということであるため、変動係数10%の5%フラクタイル値とすると、圧縮強度の特性値に対しては $1.7 \times (1 - 0.1 \times 1.64) = 1.4$ となる。

軸圧縮強度の安全率は、曲げ圧縮強度の安全率÷85% ($1.4 \div 0.85 = 1.7$) とすると、プレストレス導入直後の安全率は表-3.4.5 の通りとなる。

表-3.4.5 プレストレス導入直後の安全率

プレストレス直後の安全率		単位	設計基準強度 σ_{ck}' (N/mm ²)			
			30	40	50	60
プレ直後曲げ圧縮応力度	$1.7 \times (1 - 0.1 \times 1.64)$	-	1.4	<u>1.4</u>	1.4	1.4
プレ直後軸圧縮応力度	プレ曲げ圧縮安全率 $1.7 \div 0.85$	-	1.7	<u>1.7</u>	1.7	1.7

(3) 施工時に確保する安全率

ポストテンション方式の場所打ち桁として、設計基準強度の標準値 40N/mm² を代表として施工時に確保すべき安全率を表-3.4.6 にまとめる。

表-3.4.6 施工時に対する安全率一覧

応力度の種類	算定式	安全率
曲げ圧縮応力度	設計基準強度÷曲げ圧縮応力度	2.3
軸圧縮応力度	設計基準強度÷軸圧縮応力度	3.2
曲げ引張応力度	設計基準 σ_t ÷ 曲げ引張応力度	1.3
斜引張応力度	設計基準 σ_t ÷ 斜引張応力度	2.0
プレストレス導入直後の曲げ圧縮応力度	$1.7 \times (1 - 0.1 \times 1.64)$	1.4
プレストレス導入直後の軸圧縮応力度	プレ曲げ圧縮安全率 $1.4 \div 0.85$	1.7
プレストレス導入直後の曲げ引張応力度	設計基準 σ_t ÷ 曲げ引張応力度	1.3
プレストレス導入直後の斜引張応力度	設計基準 σ_t ÷ 斜引張応力度	2.0

(4) 制限値の試算結果

前項で想定した配合条件及び環境条件を基に、設計基準強度 40N/mm^2 のコンクリートの圧縮強度及び引張強度の特性値を算出し、(3)の安全率から応力度の制限値を試算した結果を図-3.4.1及び図-3.4.2に示す。

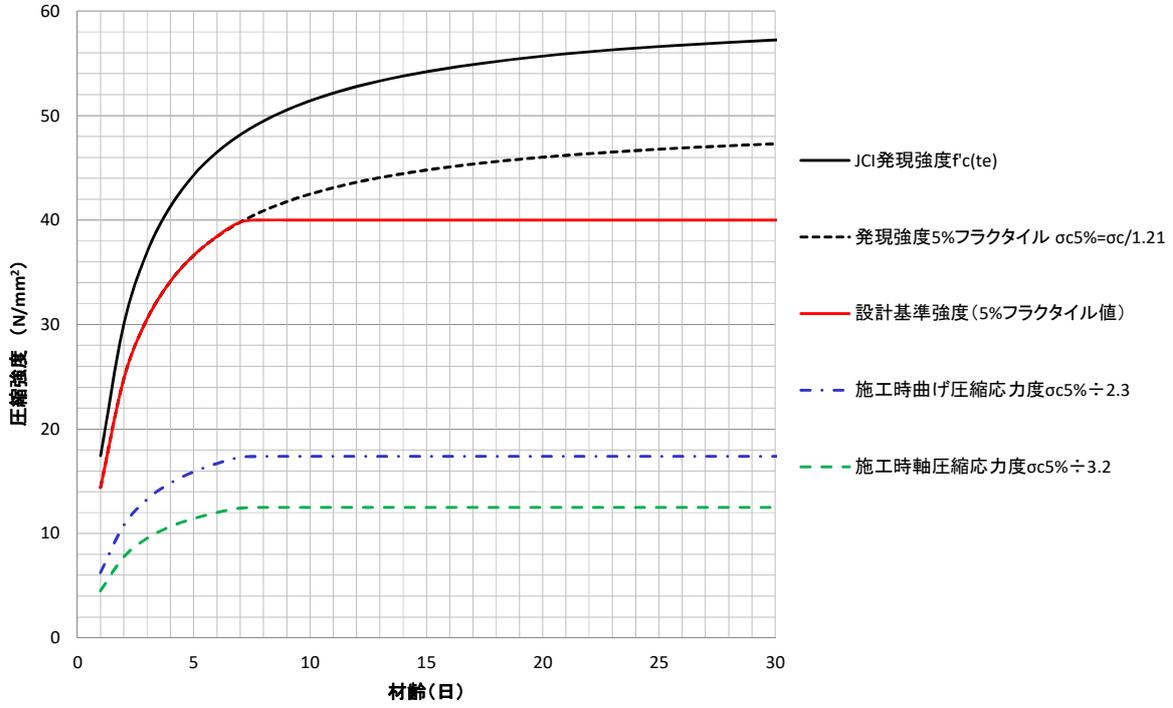


図-3.4.1 早強ポルトランドセメント $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ (W/C43%, 20°C) の場合の圧縮強度履歴

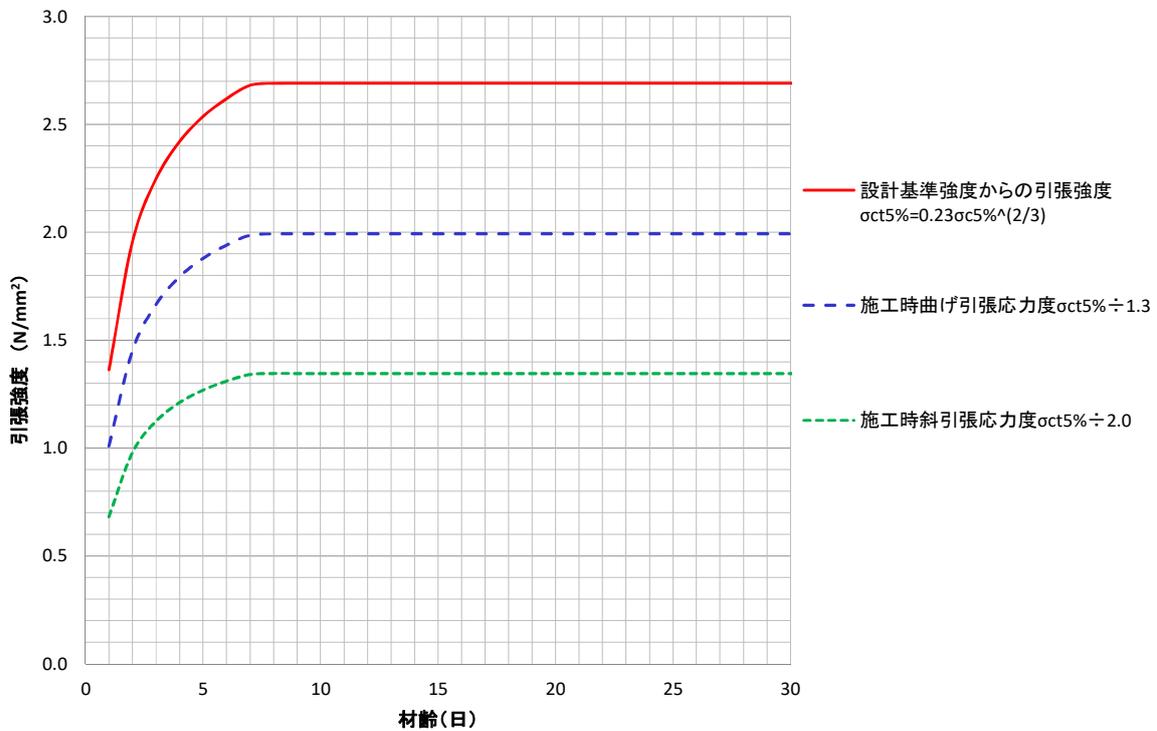


図-3.4.2 早強ポルトランドセメント $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ (W/C43%, 20°C) の場合の引張強度履歴

(5) その他の応力度の制限値

張出架設時における主桁の上縁のコンクリート曲げ引張応力度は、導入時のプレストレス力を用いて算出する場合は、 1N/mm^2 以下とする場合もある²⁸⁾。これは、上縁のひび割れによる剛性低下により架設時の変位に計算値との差異が生じる可能性があること、上床版は輪荷重が載荷され他の部材に比べて耐久性が損なわれやすいこと、連続ラーメン橋は完成時にコンクリートのクリープ、乾燥収縮及び温度変化の影響により主桁に拘束引張力が作用することで上床版に架設時にひび割れ発生の可能性を少なくするために、張出架設時にコンクリートの上縁引張応力度を制限するものである。

3章 参考文献

- 1) 猪股俊司:土木学会監修 プレストレストコンクリートの設計および施工, 技報堂, pp. 42-44, pp. 569-572, 1957. 11
- 2) 土木学会:昭和53年制定 プレストレストコンクリート標準示方書, pp. 27-29, 1979. 1
- 3) 土木学会:プレストレストコンクリート設計施工指針, pp. 80-82, 1961. 8
- 4) 日本道路協会 橋梁委員会 示方書小委員会コンクリート分科会:道路橋示方書コンクリート橋の詳説, 橋梁と基礎, Vol. 13 No. 4, pp. 33-99, 1979. 4
- 5) 土木学会:昭和30年土木学会制定 プレストレストコンクリート設計施工指針, pp. 54-55, 1955. 4
- 6) 吉田徳次郎:鉄筋コンクリート設計方法 第3次改著, p. 163, 養賢堂, 1958
- 7) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp. 115-120, 2010. 2
- 8) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, p. 5-35, 2012.
- 9) A. W. Beeby, R. S. Narayanan : Designers' guide to Eurocode2, Design of concrete structures, p. 130, 2009.
- 10) B. P. Hughes : Limit state theory for reinforced concrete design, 1976.
- 11) M. Taliano : The improved n-method for the calculation of stresses in service, Structural concrete, Vol. 10 No. 1, pp. 3-13, 2009. 3
- 12) 土木学会 (猪股俊司著) :最近におけるプレストレストコンクリート 設計施工指針の改訂とPC橋の現況, pp. 31-33, 1961. 8
- 13) 土木学会:コンクリート標準示方書(昭和61年制定)改訂資料, コンクリート・ライブラリー第61号, p. 199 図L-1. 3, p. 205 図-L-1. 15, 1986.
- 14) 池田尚治, 小柳洽, 角田與史雄:土木学会編 新体系土木工学 32 鉄筋コンクリートの力学, 技報堂出版, pp. 186-189, 1982. 11
- 15) 溝江実, 青木圭一:道路橋示方書改訂 III コンクリート橋編, 橋梁と基礎, Vol. 36(7), pp. 18-21, 2002. 7
- 16) 渡辺将之, 福永靖雄, 飯島基裕, 高木康宏:第二東名高速道路天竜川橋の実物大模型試験結果報告その2, 第10回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 231-236, 2000. 10
- 17) 土木学会:コンクリート構造の限界状態設計法試案, コンクリート・ライブラリー第48号, pp. 100-102, 1981. 4
- 18) 土木学会:コンクリート構造の限界状態設計法指針(案), コンクリート・ライブラリー第52号, pp. 263-284, 1984. 2
- 19) 日本道路協会:道路橋の塩害対策指針(案)・同解説, 1984. 2
- 20) 土木学会:2017年制定コンクリート標準示方書【設計編】, pp. 222-223, 2018. 3
- 21) 土木学会:コンクリート構造の限界状態設計法指針(案), コンクリート・ライブラリー第52号, pp. 292-295, 1984. 2

- 22) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 - コンクリート構造物 -, 丸善株式会社, p. 170, 2004. 4
- 23) 猪股俊司: 土木学会監修 プレストレストコンクリートの設計および施工, 技報堂出, pp. 27-32, 1957. 11
- 24) ACI Committee 215 : Consideration for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading, ACI Journal, Vol. 71 No. 3, pp. 97-121, 1974.
- 25) 公益社団法人日本コンクリート工学会 : マスコンクリートのひび割れ制御指針 2016, pp. 43-48, 2016.
- 26) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人土木研究所, (一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会: プレストレストコンクリート橋における初期変状の影響評価と対策に関する共同研究書 (その 1) , 国総研資料第 910 号, 共同研究報告書第 468 号, 2016. 3
- 27) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人土木研究所, (一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会: プレストレストコンクリート橋における初期変状の影響評価と対策に関する共同研究書 (その 2) , 国総研資料第 1046 号, 共同研究報告書第 498 号, 2018. 7
- 28) 東日本道路株式会社・中日本道路株式会社・西日本道路株式会社: 設計要領第二集 橋梁建設編, pp. 8-58, 2016. 8

4章 耐荷性能に関する部材設計の照査式及び抵抗係数の調査

4.1 照査式及び特性値

4.1.1 降伏曲げモーメントの特性値

鉄筋コンクリート構造の降伏曲げモーメントは、引張側の鉄筋に生じる引張応力度が降伏強度に達するときの抵抗曲げモーメントであるが、降伏曲げモーメント算出時に鉄筋量が多い場合、引張鉄筋を降伏強度で抑えると、コンクリートが圧縮ひずみの限界以上に達し可逆性が担保できない可能性がある。そのため、コンクリートの応力度も制御する必要がある。

例えば、釣合い鋼材量の上限である75%を配置した場合、鉄筋ひずみが降伏ひずみに達したときのコンクリートひずみが1次比例と想定すると、コンクリートのひずみが 2000μ を超える可能性もある ($\epsilon_c=3500\mu \times 0.75 = 2650\mu$)。

そのため、曲げモーメントが生じる断面を構成するコンクリートの圧縮応力度に関しては、残留変位の影響が小さくコンクリートの応力分布の非線形性を考えずに応力度の算出ができる設計基準強度の $2/3$ 以下¹⁾とすれば、部材全体が弾性挙動する範囲にあると考えられる。

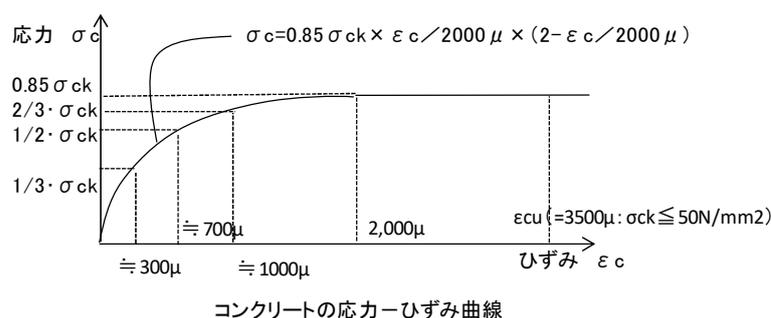


図-4.1.1 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

4.1.2 コンクリートが負担できるせん断力の特性値

(1) コンクリートが負担できる平均せん断応力度

コンクリートが負担できるせん断力の特性値は、はりのせん断耐力推定式の見直しとして土木研究所における「土木研究所資料第4373号 コンクリートはりのせん断耐荷力に関する研究」²⁾において整理している。上記資料では、コンクリートの負担できる平均せん断応力度がH24道示Ⅲ編とH24道示Ⅴ編で異なっているため、引張鉄筋比や有効高さを考慮できるH24道示Ⅴ編のせん断耐力推定式を基本として一般化したこと、推定式の適用範囲の設定や推定式の確からしさを検証したことを記載している。

(2) コンクリートが負担できる最大せん断応力度

曲げひび割れの生じていない領域において、ウェブ中央付近にせん断ひび割れが発生する斜引張破壊が生

じないことを前提とするため、ウェブ幅を有効幅とした矩形断面を考え、その断面においてせん断応力が最大となるウェブ中心に対し、主応力がコンクリートの引張強度を超えない必要がある。以下に示すコンクリートが負担できるせん断応力の最大値を超えない場合には、その条件を満足すると考えられる²⁾。

BSI・CP110-1972 (BS-2004)によれば、 S_{pd} をPC鋼材が傾斜配置されているときの有効プレストレス力の鉛直分力として、ウェブにせん断ひび割れが発生するせん断力 V_{cw-max} は次のとおりである。

$$V_{cw-max} = \frac{b_w \cdot I}{G} \cdot \sqrt{\sigma_{ctd} \cdot (\sigma_{ctd} + \alpha \cdot \sigma_{cdm})} + S_{pd} \quad \dots \dots \dots (4.1.1)$$

ここに、 $I = \frac{b_w h^3}{12}$, $G = \frac{b_w}{2} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right)$

σ_{ctd} : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

σ_{cdm} : ウェブ中心位置における有効プレストレスによるコンクリートの軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

b_w : 部材断面のウェブ厚(mm)

h : 部材断面のウェブ高(mm)

ウェブ中心位置であることから $y = 0$ として、 I と G を代入することで式(4.1.2)が得られる。

$$V_{cw-max} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot h \cdot \sqrt{\sigma_{ctd} \cdot (\sigma_{ctd} + \alpha \cdot \sigma_{cdm})} + S_{pd} \quad \dots \dots \dots (4.1.2)$$

式(4.1.2)を応力表記に変換し、 S_{pd} の効果を無視するとコンクリートが負担できる最大せん断応力度 τ_{cmax} は以下の通りとなる。

$$\tau_{cmax} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\sigma_{ctd} \cdot (\sigma_{ctd} + \alpha \cdot \sigma_{cdm})} \quad \dots \dots \dots (4.1.3)$$

ここに、

$$\sigma_{ctd} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \quad \dots \dots \dots (4.1.4)$$

$\alpha = 0.8$ (コンクリートの材料引張強度ばらつきに対する安全係数 1.5 の逆数の平方根相当 $\sqrt{1/1.5} \cong 0.8$ で平方根内の係数を同等相当)とし、コンクリート設計基準強度 σ_{ck} : 21, 24, 27, 30, 40, 50, 60(N/mm²)に対する σ_{ctd} と、 σ_{cdm} : 0.0, 1.0, 2.0, 4.0, 6.0, 8.0(N/mm²)を式(4.1.3)にそれぞれ代入すると、 τ_{cmax} は表4.1.1のとおりとなる。

表4.1.1 コンクリートが負担できる最大せん断応力度 (N/mm²)

部材全高さの1/2における有効プレストレスによる軸方向圧縮応力度(N/mm ²)	コンクリート設計基準強度(N/mm ²)								
	21	24	27	30	40	50	60	70	80
0.0	1.17	1.27	1.38	1.48	1.79	2.08	2.34	同左	同左
1.0	—	—	—	1.72	2.04	2.33	2.60	同左	同左
2.0	—	—	—	1.94	2.26	2.56	2.83	同左	同左
4.0	—	—	—	2.31	2.65	2.96	3.24	同左	同左
6.0	—	—	—	2.63	2.99	3.31	3.61	同左	同左
8.0	—	—	—	2.92	3.30	3.63	3.94	同左	同左

4.1.3 ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値

トラス理論の前提として、スターラップが降伏する前の圧縮ストランドの圧壊を照査する必要がある。参考資料2)にスターラップが先行して降伏するための条件が整理されている。

照査では、圧縮ストランドの鉛直成分とせん断力のつり合いを考え、ストランドの圧縮応力を算出する。そのため、照査式は理論式となり、圧縮ストランドの圧縮応力 σ_c とせん断応力 τ との関係は理論的に以下の式 (4.1.5) となる。

$$\tau = 0.4\sigma_c \dots\dots\dots (4.1.5)$$

一方、圧壊となるコンクリートの限界値については、圧縮強度の1/2としている。これは、スターラップの引張力が作用した組み合わせ応力下での圧縮を考えることになるため、通常の一軸圧縮強度よりも大幅に強度が低下することを考慮している。式 (4.1.6) の関係がCEB-FIB1990³⁾に示されている。

$$f'_{cd} = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \dots\dots\dots (4.1.6)$$

式 (4.1.5) の σ_c に、式 (4.1.6) の f'_{cd} を代入すれば、式 (4.1.7) が得られ、これがウェブ圧壊に対するせん断応力 τ_{max} となる。

$$\begin{aligned} \tau_{max} &= 0.4 \cdot 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{ck} / \gamma_c \\ &= 0.4 \cdot \sigma_{ck} / 1.5 \cdot 0.6 \left(1 - \frac{\sigma_{ck}}{250}\right) \dots\dots\dots (4.1.7) \end{aligned}$$

ここに、 σ_{ck} はコンクリートの設計基準強度であり、設計基準強度 40N/mm²とした場合、 $0.6 \left(1 - \frac{\sigma_{ck}}{250}\right) = 0.6(1 - 0.16) = 0.9 \times 0.84 = 0.50$ となるので、H24 道示Ⅲ編ではコンクリートの平均せん断応力の最大値は式 (4.1.8) より算出されている。

$$\tau_{max} = 0.4 \cdot \sigma_{ck} / 3 \leq 6\text{MPa} \dots\dots\dots (4.1.8)$$

表-4.1.2 より、式 (4.1.7) とH24 道示Ⅲの値 (式 (4.1.8) 参照) を比較すると、H24 道示Ⅲの許容値は若干安全側に設定されていたことがわかる。

表-4.1.2 コンクリートが負担できる平均せん断応力の最大値 (N/mm²)

コンクリート設計 基準強度 応力度の種類	21	24	27	30	40	50	60	70	80
(1) $0.4 \cdot \sigma_{ck} / 1.5 \cdot 0.6 \left(1 - \frac{\sigma_{ck}}{250}\right)$	3.08	3.47	3.85	4.22	5.38	6.4	7.30	8.06	8.70
(2) H24 道示Ⅲ編の許容応力度	2.8	3.2	3.6	4.0	5.3	6.0	6.0	6.0	6.0

4.1.4 押抜きせん断力の特性値

昭和 55 年版コンクリート標準示方書⁴⁾の 66 条(3)では、許容押抜きせん断応力度は棒部材の許容せん断応力度に対して 2 倍の値とされている。これは棒部材ではせん断力が部材内に伝達するときの応力の広がり方が 2 方向であるのに対して、版部材の押抜きせん断では 4 方向に広がることからである。

ここで、昭和 55 年版コンクリート標準示方書の許容せん断応力度は、公称せん断応力 $\tau = \frac{S}{b_w \cdot jd}$ での制限値で示されており、道路橋示方書では平均せん断応力 $\tau_c = \frac{S}{b_w \cdot d}$ に対する制限値となっている。一方、押抜きせん断応力度は、コンクリート標準示方書、道路橋示方書ともに部材に作用する平均応力となっており $\tau_p = \frac{P}{b_p \cdot d}$ である。ここに、 S または P ; 作用せん断力、 b_w ; 部材の幅、 d ; 部材の有効高さ、 jd ; 部材断面

の引張応力の合力と圧縮応力の合力の間の距離 ($jd \cong d/1.15$) , b_p ; 押抜きせん断応力度の算出に用いる外周長さ (有効高の1/2離れた面に45°の角度で投影した外周長さ) である。

整理すると、昭和55年版コンクリート標準示方書のせん断応力度の2倍の値が道路橋示方書の押抜きせん断応力度の制限値であり、 $\tau = 1.15\tau_c$ となるため、道路橋示方書のせん断応力度の制限値 τ_c の1.15×2倍が押抜きせん断応力度の制限値と考えられる。H24 道示Ⅲ編のせん断応力度の許容値は、表-4.1.3のとおりとなっており、その下段に1.15×2倍の値を示している。

表-4.1.3 H24 道示Ⅲ編コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

コンクリート設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c	0.36	0.39	0.42	0.45	0.55	0.65	0.70
上記の 1.15×2倍 ⇔ 押抜きせん断応力度	0.83	0.90	0.97	1.04	1.27	1.50	1.61
$0.19 \cdot \sqrt{\sigma_{ck}}$ ※1 (参考)	0.87	0.93	0.98	1.04	1.20	1.34	1.47

なお、H24 道示Ⅲ編のコンクリートが負担できる平均せん断応力度は、次に示す CEB-FIP1976 式⁵⁾ (スタラップがある場合) が基本となり、安全率 $\gamma = 1.5 \times 1.7 = 2.55$ { $\cong 1 / (\mu - 1.64\sigma) = 1 / (1.040 - 1.64 \times 0.353) = 2.17$; 5%フラクティル値} を考慮したものと整理される。

$$\tau_{c0III} = 0.6 \times 0.2 \times \sigma_{ck}^{2/3} \dots \dots \dots \text{CEB-FIP1976 式 (平均式)}$$

ここに、 τ_{c0III} : コンクリートが負担する平均せん断応力度、 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度

なお、この式はバイアス $\mu = 1.040$ 、標準偏差 $\sigma = 0.353$ 、変動係数 $\nu = 0.339$ 、 $n=60$ 体である (表-4.1.4 参照)。

一方、せん断補強筋のない面部材に対して押抜きせん断実験から推定された押抜きせん断耐力式は昭和61年コンクリート標準示方書およびその改訂資料⁶⁾に次のように示されている。

$$V_{pcd} = f_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \dots \dots \dots (4.1.9)$$

ここに、 $f_{pcd} = 0.6 \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot \sqrt{f'_{cd}}$ (kgf/cm²)

$$\beta_d = \sqrt[4]{100/d} \quad (>1.5 \text{ の場合は } 1.5 \text{ とする}) \quad d : \text{cm}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot p} \quad (>1.5 \text{ の場合は } 1.5 \text{ とする}) \quad p : \%$$

$$\beta_r = 1 + 1 / (1 + 0.25 \cdot \frac{u}{d})$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 = σ_{ck} / γ_c $\gamma_c = 1.3$ (コンクリートの材料係数)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 kgf/cm²

u : 載荷面の周長 cm

u_p : 設計断面の周長で、載荷面から $d/2$ 離れた位置で算定 cm

d : 有効高 (二方向の鉄筋に対する平均値) cm

p : 鉄筋比 (二方向の鉄筋に対する平均値) cm

γ_b : 部材係数で一般に 1.3

この式はバイアス $\mu = 1.033$ 、変動係数 $\nu = 0.159$ 、 $n=132$ 体であることが S61 コンクリート標準示方書改

訂資料⁶⁾に示されている。これより、安全率は $\gamma = 1 / \{ \mu (1 - 1.64 \nu) \} = 1 / \{ 1.033 \times (1 - 1.64 \times 0.159) \} \approx 1.31$ となり上記部材係数 γ_b と一致している。

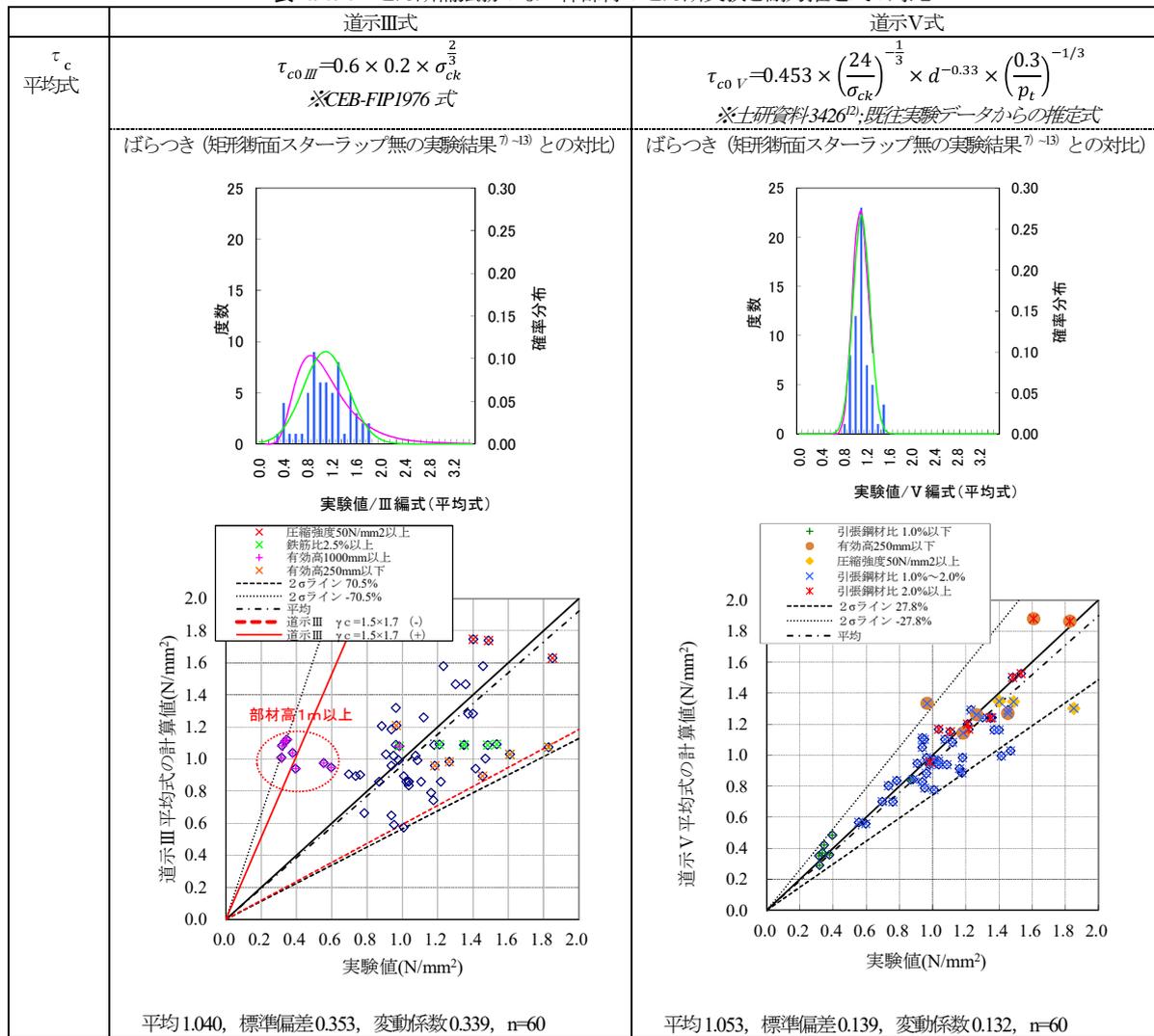
参考までに、

$d=100\text{cm}$, $p=1.0\%$, $u/d=2$ とすると, $\beta_d=1.0$, $\beta_p=1.0$, $\beta_r=1.67$ と仮定すれば、

$$\begin{aligned} \tau_p &= 0.6 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.67 \cdot \sqrt{1/1.3 \cdot \sigma_{ck}} / 1.3 \approx 0.6 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (\text{kgf/cm}^2) \\ &\Rightarrow 0.19 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

となり、H24 道示Ⅲ編に示されている押抜きせん断応力度の制限値とほぼ一致する (表-4.1.3 参照)。

表-4.1.4 せん断補強筋のない棒部材のせん断実験と耐力推定式の対比²⁾



4.1.5 ねじりモーメントによる補強鉄筋の応力度及び斜引張破壊に対するねじり耐力の特性値

(1) ねじり補強鉄筋量の算定式

ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート部材において、横方向及び軸方向で構成された配筋を持つ部材に純ねじりモーメント M_t が作用した場合、図-4.1.2 及び図-4.1.3 に示すような力の釣り合い関係¹⁴⁾を持ち、部材外周のらせん状に配置された斜め圧縮材によって抵抗する。斜圧縮力は軸方向鉄筋の引張力と直角

方向に配置されたスターラップ（横方向鉄筋）の引張力に分担され、横方向鉄筋及び軸方向鉄筋のどちらか先に降伏に達した時点で斜め引張破壊となる。

参考文献15)に示される許容ねじりモーメントに対して誘導された提案式は、ねじりモーメントに対して、横方向鉄筋の間隔、横方向1本の鉄筋断面積、軸方向全鉄筋断面積、環状鉄筋の短辺及び長辺の長さから成り立っている。この関係式は、オーストラリアの1963年の鉄筋コンクリート部材の規定に採用されているものと一致し（ねじりを受けるコンクリート部材に関する各国の設計基準¹⁶⁾に解説されている）、Cowan¹⁷⁾¹⁸⁾の研究を参考に定めたものと推測される（表-4.1.5参照）。

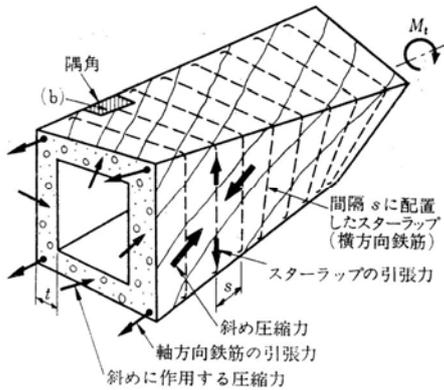


図-4.1.2 ねじりひび割れ発生後の鉄筋コンクリート部材断面における力の釣り合い¹⁴⁾

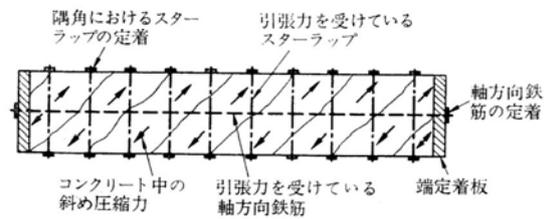


図-4.1.3 理想化したコンクリートと鉄筋の機能¹⁴⁾

表-4.1.5 長方向断面に関する各国のねじり補強鉄筋算定式¹⁶⁾

国名	横方向鉄筋	軸方向鉄筋	備考
アメリカ (ACI)	$a_v = \frac{(\tau_u - \tau_c) S \Sigma db^2}{3\Omega d' b' \sigma_{sy}}$	$a_l = \frac{2a_v(b' + d')}{S}$	M_{tN} : ねじり補強鉄筋の負担するねじりモーメント M_t : 設計ねじりモーメント
アメリカ (GSA)	$a_v = \frac{S_t \cdot S}{\sigma_{sa}}$ $S_t = \frac{b(\tau_t + \tau_u - \tau_{ca})}{4\tau_t}$	—	$b' d'$: コンクリート断面の芯の幅、高さ Ω ; $b' d'$ による形状係数 $\Omega = [0.66 + 0.33(d' + b)] \leq 1.5$
オーストラリア	$a_v = \frac{M_{tN} \cdot S}{1.6b' d' \sigma_{sa}}$	$a_l = \frac{M_{tN}(b' + d')}{0.8b' d' \sigma_{sa}}$	S' : 軸方向鉄筋の間隔 $M_{tN} = M_t - M_{tc}$
ドイツ	$a_v = \frac{M_t \cdot S}{2b' d' \sigma_{sa}}$	$a_l = \frac{M_t \cdot S'}{2b' d' \sigma_{sa}}$	M_{tc} : コンクリートの負担するねじりモーメント
フランス	$W_{t0} = \frac{0.4(b+d)}{d} \cdot \frac{\tau_c}{\sigma_{sa}}$	$W_0 = \frac{b+d}{3d} \cdot \frac{\tau_t}{\sigma_{sa}}$	W_{t0}, W_0 は鉄筋比

(2) オーストラリアの1963年の鉄筋コンクリート部材の規定¹⁶⁾

i) 環状鉄筋断面積（2本）として、式(4.1.10)が規定されている。

$$A_{sv} = \frac{s \cdot M_t}{0.8x_1 y_1 \sigma_s} \dots \dots \dots (4.1.10)$$

式(4.1.10)を道示に合わせて記号の変換を行い、鉄筋1本あたりの断面積 A_{wt} に変更すると、

$$A_{wt} = \frac{a \cdot M_t}{0.8 \cdot 2 \cdot b_t h_t \sigma_{st}} = \frac{a \cdot M_t}{1.6 \cdot b_t h_t \sigma_{st}} \dots \dots \dots (4.1.11)$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t \cdot a}{1.6 \cdot b_t h_t A_{wt}} \dots \dots \dots (4.1.12)$$

ここに、 M_t : 部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm)
 a : 横方向鉄筋の間隔(mm)
 b_t, h_t : コンクリート断面の芯の幅, 高さ(mm)
 σ_{st} : ねじりモーメントに対する横方向鉄筋の応力度 (N/mm²)

ii) 軸方向鉄筋全断面積として、式(4.1.13)の関係が規定されている。

$$A_s = \frac{A_{sv}(x_1+y_1)}{s} \dots \dots \dots (4.1.13)$$

式(4.1.13)は、S53 道示Ⅲ編解説(解2.6.1)と同じ内容であり、横方向鉄筋と軸方向鉄筋が同鉄筋量か、その比率が0.7~1.3の範囲で適用できることが示されている。式(4.1.13)に式(4.1.10)を代入すると、

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{s \cdot M_t}{0.8 x_1 y_1 \sigma_s} \frac{(x_1+y_1)}{s} \\ &= \frac{M_t(x_1+y_1)}{0.8 x_1 y_1 \sigma_s} \dots \dots \dots (4.1.14) \end{aligned}$$

式(4.1.14)を道示に合わせて記号の変換を行い、軸方向鉄筋の断面積 A_{lt} に変更すると、

$$A_{lt} = \frac{M_t(b_t+h_t)}{0.8 b_t h_t \sigma_{sl}} \dots \dots \dots (4.1.15)$$

$$\sigma_{sl} = \frac{M_t(b_t+h_t)}{0.8 b_t h_t A_{lt}} \dots \dots \dots (4.1.16)$$

ここに、 σ_{sl} : ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の応力度 (N/mm²)

以上より、オーストラリアの1963年の鉄筋コンクリート部材の規定と道示に規定されている補強鉄筋の応力度算定式は、同一であることがわかる。

(3) ねじり補強鉄筋量の算定式の根拠

ねじり補強鉄筋量の算定式は、参考文献16)において既往の研究者によって提案された提案式をまとめている。その中で、S53 道示Ⅲ編及びオーストラリアの1963年の鉄筋コンクリート部材の規定で採用されている提案式は、Cowan¹⁷⁾¹⁸⁾によって提案された理論式によることが解説されている。以下の式(4.1.17)が提案式である。

$$M_t = M_{tc} + M_{ts} = M_{tc} + \frac{\lambda \cdot A' \cdot a_v \cdot \sigma_{sa}}{s} \dots \dots \dots (4.1.17)$$

ここに、 M_{ts} : 鉄筋によって負担されるねじりモーメント (N・mm)
 M_{tc} : コンクリートによって負担されるねじりモーメント (N・mm)
 λ : 係数=1.6
 A' : $A' = b_t h_t$ スターラップで囲まれた断面積(mm²)

$a_v : a_v = A_{wt}$ スターラップ1本の断面積(mm²)
 σ_{sa} : スターラップ(横方向鉄筋)の許容応力度
 $s : s = a$ スターラップの間隔(mm)

ねじりモーメントのコンクリートの効果は不明な点もあるため、 M_{tc} を0とすると以下のとおりとなる。

$$M_{ts} = \frac{\lambda \cdot A' \cdot a_v \cdot \sigma_{sa}}{s} \dots \dots \dots (4.1.18)$$

$$M_t = \frac{1.6 \cdot b_t \cdot h_t \cdot A_{wt} \cdot \sigma_{st}}{a} \dots \dots \dots (4.1.19)$$

以下、式(4.1.18)及び式(4.1.19)について、解説を行う。

鉄筋コンクリートにおけるねじり補強鉄筋量の算定式は、立体トラス理論を基本として軸方向鉄筋と横方向鉄筋によって補強された組合せに対して有効であることになっている。部材にねじりが作用すると横方向の斜め方向に鉄筋の引張力を受け、それと直角方向に斜め圧縮力が作用(両者は等しい)する。この引張力と圧縮力が部材中心軸に関するねじりモーメントを算定することで式(4.1.18)及び式(4.1.19)を誘導している¹⁵⁾。

横方向鉄筋は、らせん鉄筋と閉合したスターラップが考えられるが、らせん鉄筋は鉄筋の加工配置が複雑であるので実用上は閉合スターラップが望ましいが、補強鉄筋量の算定式の誘導において、Cowan はらせん鉄筋としての補強鉄筋量の算定式を導いた上で、閉合スターラップとして断面形状に関する係数で補正することで式(4.1.19)を導いている¹⁹⁾。

4.1.6 コンクリートの支圧強度の特性値

昭和6年コンクリート標準示方書²⁰⁾から定まる土木学会式の支圧応力は、式(4.1.20)となり、支圧を受ける面積に対する補正は式(4.1.21)となる。

$$\sigma'_{ca} = \frac{\sigma_{ck}}{3.5} = 0.3\sigma_{ck} \dots \dots \dots (4.1.20)$$

$$\sigma'_{ca} = \frac{\sigma_{ck}}{3.5} \sqrt[3]{\frac{A}{A'}} = 0.3 \sqrt[3]{\frac{A}{A'}} \sigma_{ck} \dots \dots \dots (4.1.21)$$

ここに、Aは支圧の面積、A'は支圧を受ける面積である。基本的な考え方は、支圧面全面(柱状の構造物)に荷重を受ける場合よりも、局所的に荷重を受ける場合の方が横方向の拘束力が高まり圧縮強度が大きくなることによる²¹⁾。

道路橋示方書では、S42年コンクリート標準示方書²²⁾より提案された簡易式による標記が記載されている。

$$\sigma'_{ca} = (0.25 + 0.05 \frac{A}{A'}) \sigma_{ck} \dots \dots \dots (4.1.22)$$

ただし、 $\sigma'_{ca} \leq 0.5\sigma_{ck}$

この簡易式の適用範囲としては、

- ①AとA'は重複してはならず
- ②Aの幅と長さがそれぞれA'の幅と長さの5倍より小さい範囲
- ③許容値の上限(0.5 σ_{ck})は、A/A'が5以下である。

$$\sigma'_{ca} = (0.25 + 0.05 \times 5)\sigma_{ck} = 0.5\sigma_{ck} \dots\dots\dots (4.1.23)$$

これは、コンクリート標準示方書で採用されてきた3乗根の式と簡易式が、 A/A' が5以下で一致すること示されている。

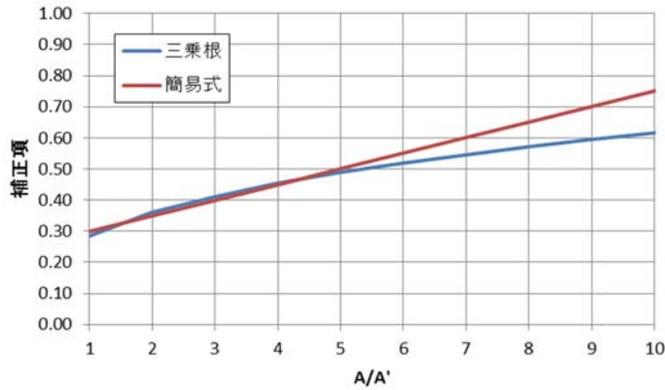


図4.1.4 コンクリート標準示方書の3乗根式と道路橋示方書の簡易式の比較

4.1.7 相反応力部材に対する照査

これまでの道示Ⅲ編は、終局荷重は直接的に終局状態を照査するための荷重として、PC構造において設計荷重以上の荷重が作用した時にひび割れ発生と同時にPC鋼材が降伏に至らないこと、コンクリートが圧壊しないことを照査する目的で導入されていた。そして、PC構造では許容応力に抑えている状態と終局状態が比例関係にないことから、破壊に対する安全率を鋼橋に合わせ1.7と設定し、1.7D+1.7Lの終局荷重が設定されて終局状態の照査を行っていた。

終局荷重作用時の荷重組合せとしては、他に1.3D+2.5L及び1.0D+2.5Lがあり、これらの式はLの不確実性が大きいこと（将来増加する可能性）を鑑み、DとLが異符号となる場合の危険性を考慮して設定されていた²³⁾²⁴⁾。これらの式は破壊に対する安全率である1.7で除すると事実上、0.76D+1.47L及び0.58D+1.47Lの荷重組合せを与えているのと同じことになる。コンクリート橋の場合、プレストレスにより死荷重を打ち消していると考えれば、実質D≒0として、1.47Lに対して照査していたことになる。

鋼橋においては、これまでの道路橋示方書でも部材応力に占める活荷重応力の割合が大きい部材では、活荷重の増大によって生じる部材応力が他の部材に比べて大きいことから、将来の活荷重の増大にも耐えるように相反応力部材の照査が規定されていた。具体的には、活荷重を30%増しとして設計することが行われており、D+1.3Lの照査をしており、これは前述の1.47L≒1.3Lである。そのため、鋼橋とコンクリート橋において、相反応力部材に対する安全余裕の考え方は同じであり、相反応力部材の規定（D+1.3Lの荷重組合せを用いる）を導入することで、終局荷重（1.3D+2.5L、1.0D+2.5L）の組合せで達成しようとしていた安全性が確保できると考えられる。

なお、DとLが均衡する、もしくはLがやや卓越する状況において、Lと同符号の効果をD+Lによって表現する必要がある。そのため、敢えてDとは異符号となるD+Lの状況を作り出している。たとえば、D=LのときD+Lの照査は0となり異符号にならないが、1.3LとすることでDとは異符号の照査をさせている。Lが卓

越する状況 (L と比べて D が小さい状況 : $0.3L > D$) では, $D+L$ は D とは異符号となり, また過剰に L を 1.3 倍することになるので, D の効果 (L を減ずる作用) をみない代わりに, L だけの照査としている。

ここで, $D+L$ による曲げモーメントと, 他の組合せ ($1.3D+2.5L$, $1.0D+2.5L$) による曲げモーメントの比較を行う。試算の対象として, 以下の 2 つの橋梁を選定した。

1) A 橋 : PC10 径間連続箱桁橋 (橋長 360.5m, 最大支間長 39.7m, 幅員 10.21m~9.68m)

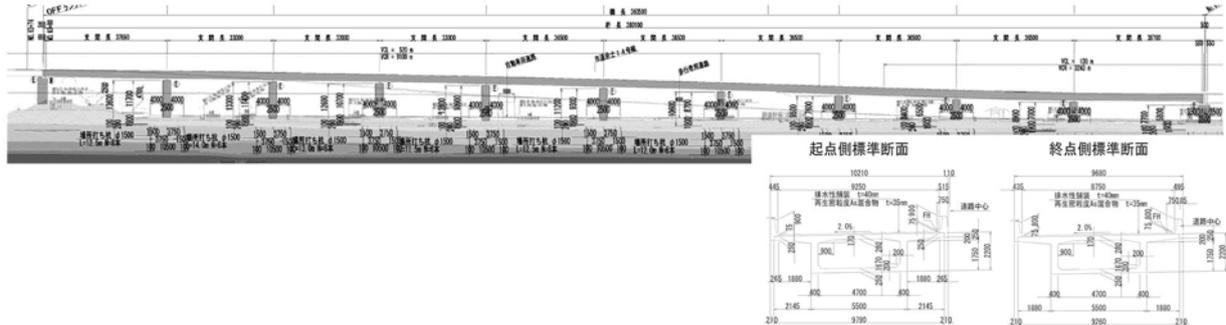


図-4.1.5 A 橋の側面図及び正面図

2) B 橋 : PC 3 径間連続ラーメン箱桁橋 (橋長 154.0m, 最大支間長 70.0m, 幅員 10.15m)

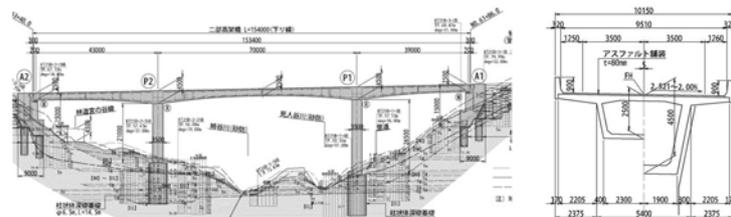


図-4.1.6 B 橋の側面図及び正面図

図-4.1.7 から図-4.1.9 に A 橋及び B 橋の曲げモーメント図を示す。いずれの橋梁の場合にも, 大部分の断面で 1.7 ($D+L$) による曲げモーメントが大きいことがわかるが, 正負交番付近において 1.7 ($D+L$) 以外の荷重組合せによる曲げモーメントが大きくなっていることがわかる。

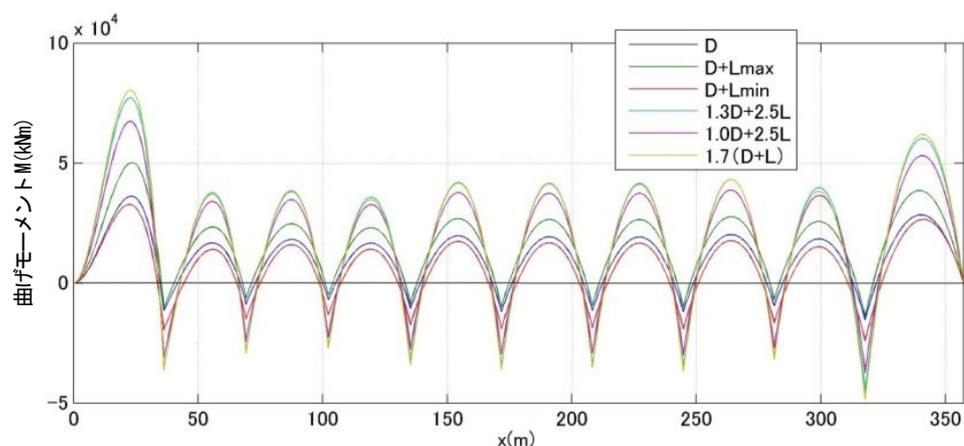


図-4.1.7 A 橋全体における曲げモーメント図

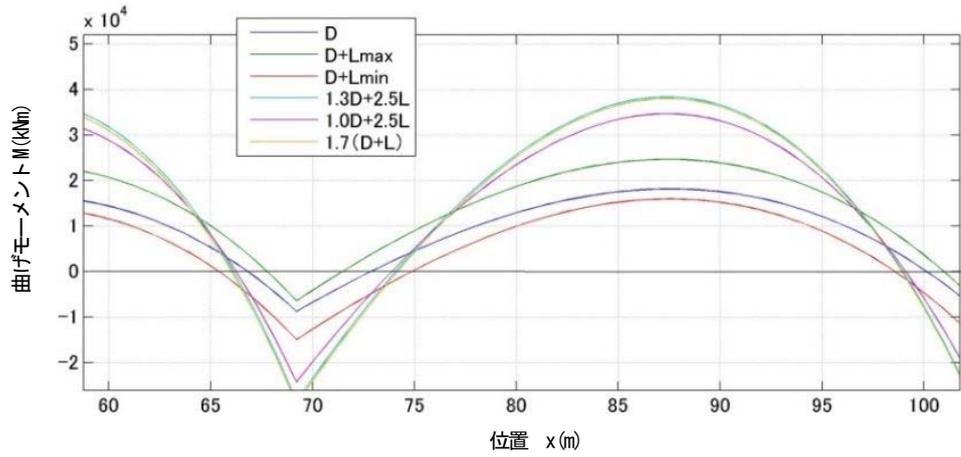
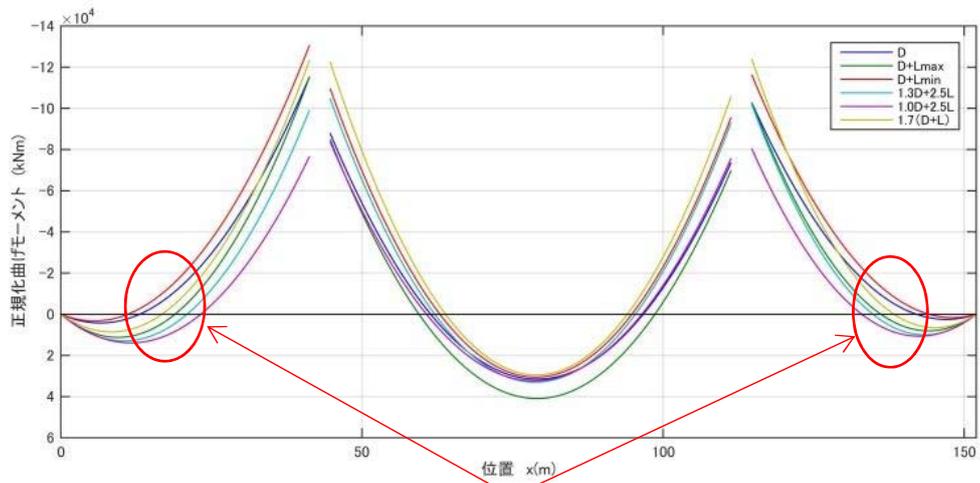


図-4.1.8 A橋正負交番付近における曲げモーメント図



正負交番する箇所 (DとLが異符号となる箇所) でD+2.5Lが最大

図-4.1.9 B橋全体における曲げモーメント図

4.2 抵抗係数

4.2.1 部材設計に関する抵抗係数

(1) 抵抗係数調査方法

抵抗側の不確実性として、耐荷力の評価に関わる材料強度のばらつき、施工品質、耐荷力推定式の精度等のばらつきを考慮する。抵抗係数の設定に際しては、日本国内における技術水準や道路橋の部材として用いられ、標準的な材料、施工法、及び構造形式で作られることを前提として、既設橋の実績なども踏まえる。整理すると次の通りとなる。

【前提となる統計量】

- a) 耐荷力推定式の推定誤差（実験式・理論式）
- b) 受け入れ材料のばらつき（前提とする材料強度）
- c) 製作・組立て（寸法・形状誤差）
- d) 打設・養生のばらつき（実構造物となった場合のばらつき：定量化困難）

【抵抗係数の設定方法】

(制約条件)

- a) 従来の実質安全率を変えない（橋の緒元を大きく変えない）
- b) 品質を確保（強度最低保証だけでなく、均質性（品質信頼性）を確保）

(設定方法)

- a) 標準的なばらつきを前提とするが、全てのばらつきを定量化することができないため、定量化できる範囲を踏まえた上で、最終的な耐力として標準的なばらつき、すなわち公称ばらつきを設定する。その上で、抵抗係数により低減される耐力が非超過確率5%となるよう係数を定める。
- b) 耐力算定式によっては、定量化に対して信頼性の高いデータが不足しているため、標準的なばらつきを設定せず、従来安全率の逆数を抵抗係数として与える。
- c) 特性値の計算には、設計基準強度および鋼材公称値を用いる。

(2) 抵抗係数の前提となる材料その他のばらつき

前提となる材料の品質や施工誤差のばらつきに関して、耐荷性能へ影響を与えると考えられる変動要因を抽出し、各変動要因の確率統計量は既往の調査結果等を踏まえて総合的に勘案して設定する（2章参照）。前提となる標準的な材料その他のばらつきを表-4.2.1に示す。

この材料の品質や施工誤差のばらつきを考慮して、FOSM法を用いて耐荷力のばらつきを試算した結果を「付録2 FOSM法による材料変動による耐力の試算」に示している。試算では降伏曲げモーメント、破壊抵抗曲げモーメント、及び斜引張破壊に対するせん断耐力のばらつきを評価しており、得られた変動係数を表-4.2.2に示す。

表 4.2.1 道路橋示方書におけるコンクリート部材の前提となる標準的な材料特性

抵抗側 不確定要因	分類等		基準値***	データ数	バイアス	変動係数	仮定する 確率分布形
材料強度	コンクリート圧縮強度		JIS の呼び強度	1,175 (186*)	1.26	15%*	正規
	コンクリートヤング係数		道示	241	1.0	10%	正規
	鉄筋降伏強度		JIS 規格下限値	16,544	1.14	4%	対数正規
	PC 鋼材引張強度		JIS 規格下限値	9,212	1.03	1%	対数正規
物性変化	コンクリートのク リープの影響	クリープ係数	共通編による	—	↓**	↓	正規
	コンクリートの乾 燥収縮の影響	ブレ減少	20×10^{-5}	310	1.0	17%	正規
		不静定力	15×10^{-5}	310	1.0	17%	正規
	プレストレス力	ヤング係数比	15 (RC), 個別 (PC)	—	—	—	確定値
部材寸法	有効高		設計値	—	1.0	±10mm	正規

* コンクリート圧縮強度の変動係数は、標準養生供試体においては 6.99%であるが、既設橋等からのコアサンプルの圧縮試験強度の結果から 15%と設定している。

** クリープについては、有効なデータが存在しないため、乾燥収縮と同等のばらつきをもつと仮定している。

*** 平均値 (基準値) ・変動係数は、データに対してモーメント法により決定している (ノンパラメトリックの方法)

表 4.2.2 材料変動による耐荷力のばらつき (FOSM 法)

照査項目	事象	変動係数	
		最大 COV_{it}	平均
曲げモーメント又は 軸方向力	降伏曲げモーメント	4.6%	2.4%
	破壊抵抗曲げモーメント	4.6%	2.0%
せん断力	斜引張破壊における せん断耐力 ($S_c + S_s$)	3.4%	3.0%

(3) 耐荷力評価式のばらつき

抵抗係数の設定における前提として、耐荷力評価式のモデル化誤差、つまり理論式や実験式と実験結果の乖離についても不確実性を考慮する。このモデル化誤差を考慮する上で、十分なデータが得られた降伏曲げモーメント、破壊抵抗曲げモーメント、及び斜引張破壊に対するせん断耐力について、確率統計量を整理している (表 4.2.3 参照)。降伏曲げモーメント及び破壊曲げモーメントのモデル化誤差の根拠については、この資料の 4.2.2 に記載している。また、斜引張破壊に対するせん断耐力のモデル化誤差については、土木研究所資料第 4044 号²⁵⁾で整理された既往実験 219 体の結果を用いて参考文献 2) で整理している。

表-4.2.3 耐荷力評価式のモデル化誤差によるばらつき

分類等	評価式	データ数	バイアス	変動係数 COV _E	仮定する 確率分布形
降伏曲げモーメント	理論式	258	1.00	9.6%	正規分布
破壊抵抗曲げモーメント	理論式	105	1.01	10.7%	正規分布
斜引張破壊に対するせん断耐力 (Sc+Ss)	実験式	219	1.30	20.8%	正規分布

(4) 抵抗係数の調査

耐荷力のばらつきの支配的要因（材料変動+モデル化誤差）を考慮して、公称ばらつき及び分布形状が設定され、表-4.2.2 及び表-4.2.3 に示す確率統計量（バイアスbおよび変動係数COV）に基づき、式(4.2.1)及び式(4.2.2)により5%フラクタイル値を仮定した抵抗係数を試算する（「付録6 確率計算に関する留意事項」参照）。また、バイアスについては基本的に抵抗係数 Φ_R に含めず特性値に含める。なお、抵抗係数の試算は、地震時の影響を考慮しない作用の組合せに関して行い、公称ばらつきを設定できないものは、これまでの示方書で考慮していた安全率の逆数とする。

$$COV_R = \sqrt{COV_E^2 + COV_M^2} \dots\dots\dots (4.2.1)$$

$$\Phi_R = 1 - 1.64 \times COV_R \dots\dots\dots (4.2.2)$$

ここに、 COV_R ：耐荷力の公称ばらつきとしての変動係数

COV_E ：モデル化誤差による耐荷力の変動係数

COV_M ：材料変動による耐荷力の変動係数

Φ_R ：抵抗係数

耐荷性能に関する部材設計の照査項目ごとに抵抗係数を試算した結果を以下に示し、一覧表を表-4.2.4に示す。なお、抵抗の制限値 R_d は特性値 R と係数 ξ_1 、 ξ_2 及び抵抗係数 Φ_R を用いて式(4.2.3)より得る。ここに、 $\xi_1=0.9$ とする。

$$R_d = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_R \cdot R \dots\dots\dots (4.2.3)$$

表 4.2.4 部分抵抗係数の試算結果

照査項目	内容	照査式	Φ_R	備考
軸力と曲げモーメント	降伏曲げモーメント	$M_{Yd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{RY} M_Y$	$\Phi_{RY} = 0.85$	公称ばらつき $COV_k = 10\%$, $b = 1.0$
	破壊抵抗曲げモーメント	$M_{ud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{Ru} M_u$	$\Phi_{Ru} = 0.80$	公称ばらつき $COV_R = 12.5\%$, $b = 1.0$
せん断力	ウェブ圧壊	$S_{ucd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ucw} S_{ucw} + \xi_1 \xi_2 \Phi_{up} S_p$	$\xi_2 \Phi_{ucw} = 0.70$	従来安全率の逆数 (終局荷重)
			$\xi_2 \Phi_{up} = 0.70$	従来安全率の逆数 (終局荷重)
	斜引張破壊 (Sc+Ss)	$S_{usd} = \xi_1 \xi_2 (\Phi_{uc} S_c + \Phi_{us} S_s) + \xi_1 \xi_2 \Phi_{up} S_p$	$\Phi_{uc} = 0.65$ $\Phi_{us} = 0.65$	Sc+Ss: Cov=20.8% $b = 1.3$
	斜引張破壊 (Sp)		$\xi_2 \Phi_{up} = 0.70$	従来安全率の逆数 (終局荷重)
押抜きせん断力	$P_{pud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ps} P_{pu}$	$\xi_2 \Phi_{ps} = 0.85$	従来安全率の逆数 (設計荷重)	
ねじりモーメント	ウェブ or フランジの圧壊	$M_{tucd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{tuc} M_{tuc}$	$\xi_2 \Phi_{tuc} = 0.70$	従来安全率の逆数 (終局荷重)
	部材の斜引張破壊	$M_{tusd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{tus} M_{tus}$	$\xi_2 \Phi_{tus} = 0.70$	従来安全率の逆数 (終局荷重)
支圧応力	支圧応力度	$\sigma_{bad} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ba} \sigma_{ba}$	$\xi_2 \Phi_{ba} = 0.85$	従来安全率の逆数 (設計荷重)

1) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材の部分係数

降伏曲げモーメント及び破壊抵抗曲げモーメントにおいて、材料変動による耐荷力の変動係数 COV_M とモデル化誤差による耐荷力の変動係数 COV_E との平方二乗和から、部材耐力の公称ばらつきとして降伏曲げモーメントの変動係数 $COV_R = 10.6\% \approx 10\%$ 、破壊抵抗曲げモーメントの変動係数が $COV_R = 11.6\% \approx 12.5\%$ となる。これより、降伏曲げモーメントの抵抗係数は $\Phi_{RY} = 1 - 1.64 \times 10\% \approx 0.85$ 、破壊抵抗曲げモーメントの抵抗係数は $\Phi_{Ru} = 1 - 1.64 \times 12.5\% \approx 0.80$ となる。

2) せん断力を受ける部材

せん断を受ける部材で斜引張破壊に対するせん断耐力は、せん断補強鉄筋を有する RC 矩形断面に対して、修正トラス理論で S_c の下限式及び S_s の下限式を用いた式 $S_c + S_s$ による計算結果と、既往実験供試体での結果を比較して耐力評価式のモデル化誤差を評価している。そのため、 $S_c + S_s$ の公称ばらつきを設定し、抵抗係数を算出している。材料変動及びモデル化誤差を考慮した変動係数の平方二乗和より $S_c + S_s$ の公称ばらつきは $COV_R = 21\% \approx 20\%$ となり、バイアスは1.3となる (図-4.2.1, 図-4.2.2 参照)。これより、 $S_c + S_s$ の抵抗係数は $\Phi_u = 1 - 1.64 \times 20\% \approx 0.65$ となる。バイアス1.3については、 S_c 及び S_s の特性値に補正係数として導入する。

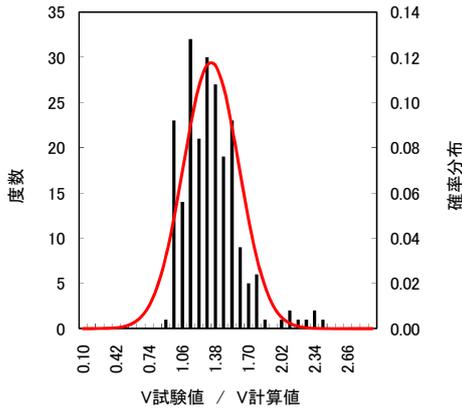


図-4.2.1 Ss+Sc 実験値/計算値²⁾

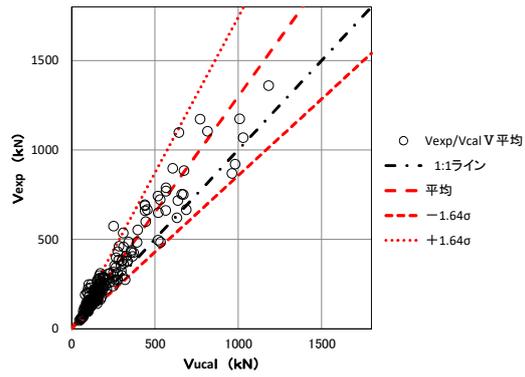


図-4.2.2 Ss+Sc 実験値 vs 計算値²⁾

3) 従来安全率から設定される抵抗係数

部材設計における照査項目で信頼性評価に対してデータが不足する項目は、経験的に従来の安全率から逆算して、抵抗係数を試算する。

例えば、照査項目として押抜きせん断力や支圧応力では、これまでの道示では設計荷重作用時 (D+L) における許容応力度が与えられていた。従来の終局荷重時相当の安全余裕を確保するため、特性値に補正係数として 1.7 を考慮すると、従来の温度荷重時の安全余裕は $1.7/1.15=1.44$ となる。ここで、温度荷重時を想定するのは、キャリブレーション結果より影響の大きい荷重組合せであるためである。荷重側の係数を 1.05~1.2 と仮定すると、抵抗係数は以下の通りとなる。

$$\xi_2 \cdot \phi_R = (\text{在来安全率の逆数}) \times (\text{荷重側の係数}) / \xi_1 = 1/1.44 \times (1.05 \sim 1.2) / 0.9 \approx 0.85$$

表-4.2.4 に示す他の照査項目に関しては、これまでの道示では終局荷重作用時の照査で規定されていた項目であり、安全率は 1.7 程度有している。そのため、荷重側の係数を 1.05~1.2 と仮定すると、抵抗係数は以下の通りとなる。

$$\xi_2 \cdot \phi_R = (\text{在来安全率の逆数}) \times (\text{荷重側の係数}) / \xi_1 = 1/1.7 \times (1.05 \sim 1.2) / 0.9 \approx 0.70$$

4.2.2 降伏曲げモーメント及び破壊抵抗曲げモーメントの評価式のばらつき

(1) 理論値と実験結果の比較

表-4.2.3 における降伏曲げモーメント及び破壊抵抗曲げモーメントの評価式に基づく変動係数は、建設省の総合プロジェクトの RC 短柱委員会の実験及び計算結果を整理した資料に基づいている²⁶⁾²⁷⁾²⁸⁾。RC 短柱委員会の実験では、水平力を受ける柱供試体で曲げ降伏を生じた 258 本の供試体の降伏耐力及び終局破壊に至った 105 本の終局耐力を求め、理論値との対比が行われ図-4.2.3 のように整理されている。この場合の変動係数は、降伏耐力が 9.6%、終局曲げ耐力は 10.7%となっている。

RC 短柱委員会は昭和 48 年付近に日本建築センターで実施しているものであるため、日本建築学会の規準に基づいている。そのため、図-4.2.3 の結果を適用するにあたり、道示と日本建築学会の規準で理論式に相

違がないか確認を行う。

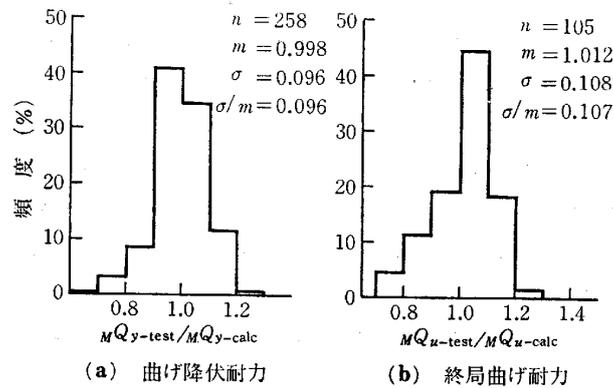


図-4.2.3 水平加力柱の曲げ耐力²⁷⁾

(2) RC 短柱委員会における理論式

RC 短柱委員会の降伏曲げモーメント M_y 及び終局曲げモーメント M_u の理論式は、昭和52年10月の日本建築学会大会学術講演梗概集の「鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その51：部材の塑性率と帯鉄筋量の関係について）²⁷⁾」にて示されており、以下の通りである。

表-4.2.5 計算式と実験値の比較²⁷⁾

式名	採用式	資料数n	実験値/計算値の範囲と平均m	標準偏差σ
降伏せん断力	$Q_y = \{g_1 a_t \sigma_y D + 0.5 \sigma_0 b D^2 (1 - \sigma_0 / F_c)\} 2 / h_0$	258	0.68 ~ 1.55, m=0.998	0.096
曲げ終局耐力	$Q_{bu} = \{0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 \sigma_0 b D^2 (1 - \sigma_0 / F_c)\} 2 / h_0$	105	0.72 ~ 1.29, m=1.012	0.108

表-4.2.5の曲げ終局耐力は、昭和46年鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会）²⁹⁾の柱の曲げ終局強度式(4.2.4)と同じであり、この場合の軸力Nは、設計基準強度の40%以下である必要があることが示されている。

$N \leq 0.4 b D F_c$ のとき、

$$M_u = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 N D \left(1 - \frac{N}{b D F_c}\right) \dots \dots \dots (4.2.4)$$

表-4.2.5より、

$$\text{降伏せん断力} : Q_y = \{g_1 a_t \sigma_y D + 0.5 \sigma_0 b D^2 (1 - \sigma_0 / F_c)\} 2 / h_0 \dots \dots \dots (4.2.5)$$

$$\text{曲げ終局耐力} : Q_{bu} = \{0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 \sigma_0 b D^2 (1 - \sigma_0 / F_c)\} 2 / h_0 \dots \dots \dots (4.2.6)$$

ここに、 $g_1 : g \div D$ 圧縮鉄筋と引張鉄筋間の距離 g を断面高さ寸法 D で割ったもの

a_t : 引張鉄筋比

σ_y : 引張鉄筋の降伏強度(kgf/mm²)

D : 断面高さ寸法(cm)

b : 断面幅寸法(cm)

σ_0 : 軸方向圧縮応力度 (kgf/cm²) 210/4, 210/8

F_c : コンクリート設計基準強度 210 (kgf/cm²)

h_0 : 柱高 (cm)

降伏曲げモーメント M_y 及び終局曲げモーメント M_u は以下の通りと解釈できる。

$$Q_y = M_y \cdot 2/h_0 \quad \dots\dots\dots (4.2.7)$$

$$Q_{bu} = M_u \cdot 2/h_0 \quad \dots\dots\dots (4.2.8)$$

$$M_y = g_1 a_t \sigma_y D + 0.5 \sigma_0 b D^2 (1 - \sigma_0/F_c) \quad \dots\dots\dots (4.2.9)$$

$$M_u = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 \sigma_0 b D^2 (1 - \sigma_0/F_c) \quad \dots\dots\dots (4.2.10)$$

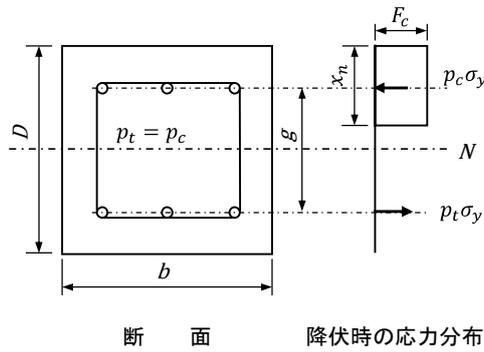


図-4.2.4 柱断面における鉄筋降伏時の応力度分布

M_y 及び M_u の式(4.2.5)及び式(4.2.6)は、図-4.2.4 より1項が引張抵抗側、2項は圧縮抵抗側と考えられるため、H24 道示Ⅲ編の破壊抵抗曲げモーメント M_u 式(4.2.11)と同等であると想定される。よって、式(4.2.11)と D の整合性を確認する。

$$M_u = C \cdot y_1 + T \cdot y_2 \quad \dots\dots\dots (4.2.11)$$

ここに、 C : コンクリート圧縮応力度の合力 (N)

T : 鋼材引張力の合力 (N)

y_1, y_2 : 断面図心より C 及び T までの距離 (mm)

(3) RC 短柱委員会における理論式と道示式の整合性確認

1) 曲げ降伏強度について

RC 短柱委員会の計算式

$$M_y \text{ の 1 項 : } g_1 a_t \sigma_y D \quad \dots\dots\dots (4.2.12)$$

$$M_y \text{ の 2 項 : } 0.5 \sigma_0 b D^2 (1 - \sigma_0/F_c) \quad \dots\dots\dots (4.2.13)$$

2) 1項の整理

引張応力度は、以下の関係がある。

$$\sigma_s = M \div (A_s \cdot jd) \quad \dots\dots\dots (4.2.14)$$

$$M_y = \sigma_{sy} \cdot A_s \cdot jd \dots\dots\dots (4.2.15)$$

式(4.2.15)を建築用に記号変換($\sigma_{sy} = \sigma_y$, $A_s = a_t$, $jd = g$)を行い, $g = g_1 D$ とすると式(4.2.12)となる。

$$M_y = \sigma_y \cdot a_t \cdot g = \sigma_y \cdot a_t \cdot g_1 D \dots\dots\dots M_y \text{の1項である式(4.2.12)と一致する。}$$

3)2項の整理

右図の圧縮ブロック面積に図心とブロック中心間の距離をかけると以下の通りとなり, 式(4.2.11)の第2項である $T \cdot y_2$ とほぼ同様な式となる。

$$F_c \cdot x_n \cdot b(D/2 - x_n/2) = T \cdot y_2 \dots\dots\dots (4.2.16)$$

ここで, $\sigma_0 = N \div (b \cdot D)$, $F_c \cdot x_n \cdot b = N$ の関係から式(4.2.16)を展開する。

$$\begin{aligned} & 0.5F_c \cdot N/(F_c \cdot b) \cdot b(D - N/(F_c \cdot b)) \\ &= 0.5N(D - N/(F_c \cdot b)) \\ &= 0.5\sigma_0 bD^2(1 - (\sigma_0 bD)/(F_c bD)) \\ &= 0.5\sigma_0 bD^2(1 - \sigma_0/F_c) \dots\dots\dots M_y \text{の2項である式(4.2.13)と一致する。} \end{aligned}$$

以上より, RC短柱委員会の式(4.2.9)と式(4.2.11)は同じ式であり, 式(4.2.11)の根拠として, RC短柱委員会の実験及び計算の資料を用いて問題ない。

4章 参考文献

- 1) 池田尚治, 小柳洽, 角田與史雄: 土木学会編 新体系土木工学 32 鉄筋コンクリートの力学, 技報堂出版, pp. 186-189, 1982. 11
- 2) 国立研究開発法人土木研究所: コンクリートはりのせん断耐荷力に関する研究, 土木研究所資料 第 4373 号, 2018. 5
- 3) Comite Euro-international du Beton : CEB-FIP Model Code 1990 Design Code, Thomas Telford, 6. 2. 2. 2(pp. 148-149), 6. 3. 3. 2(pp. 155-156), 1993. 6
- 4) 土木学会: コンクリート標準示方書 昭和 55 年版, 1980. 4
- 5) 岡村甫: CEB モデルコードにおけるせん断規定 (案), コンクリート工学, Vol. 14, No. 11, pp. 104-107, 1976.
- 6) 土木学会: コンクリート標準示方書 (昭和 61 年制定) 改訂資料, コンクリートライブラリー第 61 号, pp. 170-172, 1986.
- 7) 井畔瑞人, 塩屋俊幸, 野尻陽一, 秋山暉: 等分布荷重下における大型鉄筋コンクリートはりのせん断強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 348 号, pp. 175-184, 1984. 8
- 8) 二羽淳一郎, 山田一宇, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第 372 号, pp. 167-176, 1986. 8
- 9) 建設省土木研究所: 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 2045 号, 1984. 3
- 10) P. J. Taylor : Shear strength of large beams, Journal of Structural Division, ASCE, 98(11), pp. 2473-2490, 1972
- 11) G. N. J. Kani : How safe are our large reinforced concrete beams?, Journal of ACI, Vol. 64, No. 3, pp. 128-141, March, 1967
- 12) 建設省土木研究所: 大型 RC はり供試体のせん断強度に関するデータ集, 土木研究所資料第 3426 号, 1996. 1
- 13) 建設省土木研究所: 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 PC はり部材の曲げせん断強度に関する調査—, 共同研究報告書第 122 号, 1995. 3
- 14) 泉満明: ねじり補強鉄筋の機能と設計, コンクリート工学 Vol. 16, No. 5, pp. 12-15, 1978. 5
- 15) 泉満明: ねじりを受けるコンクリート部材の設計法, 技報堂, 1972. 9
- 16) 泉満明: ねじりを受けるコンクリート部材に関する各国の設計基準, コンクリートジャーナル Vol. 8, No. 12, pp. 75-86, 1970. 12
- 17) Cowan, H. J. : An Elastic Theory for the Torsional Strength of Rectangular Reinforced Concrete Beams, Magazine of Concrete Research (London), Vol. 2, No. 4, pp. 3-8, 1950. 7
- 18) Cowan, H. J. : The strength of Plain, Reinforced and Prestressed Concrete Under the Action of combined stresses, with Particular Reference to the Combined Bending and Torsion of Rectangular Sections, Magazine of Concrete Research (London), Vol. 5, No. 14, pp. 75-86, 1953. 12

- 19) Cowan, H. J. : Reinforced and Prestressed Concrete in Torsion, Edward Arnold Ltd., 1965.
- 20) 土木学会：昭和6年土木学会 鉄筋コンクリート標準示方書 解説, p.62, 1931.10
- 21) 猪股俊司：プレストレストコンクリートの設計・施工, 技報堂出版, pp.572-573, 1979.4
- 22) 土木学会：昭和42年版土木学会制定コンクリート標準示方書 鉄筋コンクリート標準示方書, p.120, 1967.3
- 23) 示方書小委員会コンクリート橋分科会：コンクリート部材の破壊安全度の検討, 道路, No. 423, pp.68-73, 1976.
- 24) 猪俣俊司：PC 構造物の安全度について, プレストレストコンクリート, Vol.3, No.5, pp.2-4, 1961.
- 25) 独立行政法人土木研究所：コンクリート構造物の設計に関する国際標準導入による影響とその対応, 土木研究所資料第4044号, 2007.2
- 26) 柴田拓二：鉄筋コンクリート部材の脆性破壊時耐力推算式の検討, コンクリート工学, Vol.18, No.1, pp.26-37, 1980.1
- 27) 荒川卓, 末永政悦：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その51：部材の塑性率と帯筋量の関係について）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, Vol.52, pp.1513-1514, 1977.10
- 28) 日本建築センターRC短柱委員会：鉄筋コンクリート柱の崩壊防止に関する総合研究の現況について, コンクリート工学, Vol.13, No.1, pp.2-18, 1975.1
- 29) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1971.5

5章 接合部の設計の照査式及び抵抗係数の調査

5.1 照査式及び特性値

5.1.1 合成桁構造における桁と床版の接合部

(1) 限界状態の設定

合成桁の床版と桁の接合の設計において、H14 道示Ⅲ編から H24 道示Ⅲ編への改訂時に、H24 道示Ⅲ編の式(11.3.2)を欧米の基準¹⁾²⁾を参考に、曲げひび割れ発生後のせん断応力度算出式に改定されている。また、桁と床版の接合は、構造細目で接合面積の0.2%のずれ止め鉄筋を配置するコンクリートの付着(せん断)強度のみで抵抗する照査に改定されている³⁾⁴⁾⁵⁾。この設計法は、いわゆる常時と呼ばれていた設計状況(頻繁に起こりうる作用)に対して必要な安全余裕を確保するという観点に基づくものであり、ずれが発生したあとの挙動について明確な制御を行うものではなかった。

可逆性の範囲だけでなく、可逆性を有する範囲を超えた後の最大耐力までの部材性能を明確にすることが基本とすると、合成桁構造における桁と床版の接合部についても弾性限界を超えた後の挙動を明確にし、適切な安全余裕を確保する必要がある。部材挙動を明らかにするためには、以下の2点について照査すればよいと考えられる。

- ① 可逆性の範囲内に留まることの照査として、H24 道示Ⅲ編と同様に桁と床版の接合面におけるコンクリートのせん断応力度を照査する。ただし、H24 道示Ⅲ編の設計法では、せん断応力度の算出時において桁に曲げひび割れが生じた場合の照査式とされていたが、可逆性を有する範囲としてひび割れが生じるまえの状態を想定することから、ひび割れ発生前の状態を仮定した応力算出を行う必要がある。
- ② 最大耐力を超えないことの照査として、接合面の付着力が失われたあとに、界面に生じるせん断応力度が、ずれ止め鉄筋によるスタッド効果による抵抗力を超えないことを照査する。ただし、この場合すでにずれが生じている状態を想定することから、応力算出にあたってはひび割れ発生時の状態を仮定する必要がある。

(2) 桁と床版の付着係数

合成桁の桁と床版の接合面におけるせん断強度の特性値は、床版コンクリートの設計基準強度に付着係数を掛けることで算定できる。付着強度は接合面の表面仕上げの影響を受けることが確認されており、表面仕上げの異なる試験データから付着強度の影響は土木研究所における研究結果として整理している⁶⁾⁷⁾。その研究報告より、国内の道路橋に適用されるPC合成桁の接合面で一般的に用いられる洗い出し仕上げに関して、付着強度を設計基準強度で除した値の平均値は0.05である(変動係数は13.7%)。接合面を洗い出し仕上げする場合、付着係数は0.05とすればよいと考えられる。

(3) 桁と床版のずれ止め鉄筋比

ひび割れ発生後にスタッドが変形し、そのダウエル効果によって得られる抵抗力を考える。

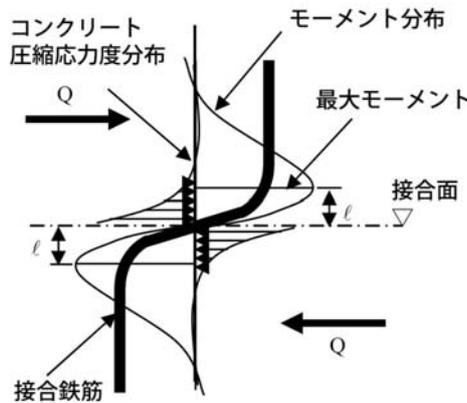


図-5.1.1 弾性支承梁モデルの応力状態⁸⁾

図-5.1.1 は接合鉄筋の弾性支承梁モデルの応力状態を示しており、この図に示すような終局荷重時のせん断力と支圧強度の釣合いから、式 (5.1.1) としてダウエル効果による鉄筋 1 本あたりのせん断耐力式が導かれている⁸⁾。ただし、ダウエル効果による耐力が発揮される状態は変形が過大となるため、変形を制御する目的から発生する応力を抑える場合、耐力を α 倍すればよい (式 (5.1.2) 参照)。

$$Q_u = 1.3d^2\sqrt{\sigma_c\sigma_y} \dots\dots\dots (5.1.1)$$

$$Q'_u = \alpha 1.3d^2\sqrt{\sigma_c\sigma_y} \dots\dots\dots (5.1.2)$$

ここに、 σ_c : コンクリートの圧縮強度、 σ_y : 接合鉄筋の降伏強度

いま、接合面のコンクリート面積を A_c とし、断面積 A_s の鉄筋径 d の鉄筋が n 本横断していることを想定すると、鉄筋比 p は式(5.1.3)で与えられる。

$$p = n \frac{A_s}{A_c} = n \frac{d^2 \cdot 3.14}{A_c \cdot 4} \dots\dots\dots (5.1.3)$$

一方、同耐荷機構であるスタッドの許容せん断耐力 Q_a は、「H24 道示Ⅱ編 12.5 ずれ止め 12.5.5 許容せん断力」で式 (5.1.4) の通り規定され、必要とされる鉄筋比は以下のとおり算出できる。

$$Q_a = 9.4d^2\sqrt{\sigma_{ck}} \dots\dots\dots (5.1.4)$$

$$\tau = nQ_a \div A_c \dots\dots\dots (5.1.5)$$

$$\tau A_c = 9.4nd^2\sqrt{\sigma_{ck}} \dots\dots\dots (5.1.6)$$

$$\tau = 9.4nd^2 \div A_c \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \dots\dots\dots (5.1.7)$$

$$\tau = 12 \cdot n \frac{3.14}{4} \cdot \frac{d^2}{A_c} \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \dots\dots\dots (5.1.8)$$

$$p = \frac{\tau}{12\sqrt{\sigma_c}} \dots \dots \dots (5.1.9)$$

ここに、 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度、 τ : 接合面に生じるコンクリートのせん断応力度
 ダウエル効果による耐力を超えず、さらに変形に対しても十分な安全余裕を確保するための安全余裕の取り方に定まったものはないが、一つの考え方として、せん断耐力がスタッドの耐力と同等とすればよいと考えられる。よって、式 (5.1.9) の鉄筋比相当となるよう α を定める。接合面にせん断応力が τ 作用しているとき、せん断力は $Q = A_c\tau$ であり、このせん断力が n 本の鉄筋が受け持つせん断力と等しいとすれば、 $nQ'_u = Q$ となる。

$$n\alpha 1.3d^2\sqrt{\sigma_c\sigma_y} = A_c\tau \dots \dots \dots (5.1.10)$$

$$\left(\frac{nd^2}{A_c}\right) \frac{3.14}{4} 1.3\alpha\sqrt{\sigma_c\sigma_y} = \tau \dots \dots \dots (5.1.11)$$

$$p = \frac{\tau}{\frac{4}{3.14} \times 1.3\alpha\sqrt{\sigma_c\sigma_y}} \dots \dots \dots (5.1.12)$$

つまり、式 (5.1.9) と式 (5.1.12) より、以下のとおりとなる。

$$\frac{4}{3.14} \times 1.3\alpha\sqrt{\sigma_y} = 12 \dots \dots \dots (5.1.13)$$

ここで、 $\sigma_y = 345\text{N/mm}^2$ とすれば、 $\alpha = \frac{12}{\frac{4}{3.14} \times 1.3 \times 18.6} = 0.39 \Rightarrow 1/3$ となる。つまり、ダウエル効果によるせん断耐力を 1/3 すれば、ほぼスタッド式と同等となる。式(5.1.12)にスタッド式相当とするため $\alpha = 1/3 = 0.33$ とすると式 (5.1.14) が得られる。

$$p = \frac{\tau}{\frac{4}{3.14} \times 1.3 \times 0.33 \sqrt{\sigma_c\sigma_y}} = \frac{\tau}{0.55 \times \sqrt{\sigma_c\sigma_y}} \dots \dots \dots (5.1.14)$$

5.1.2 ラーメン構造の端接合部

(1) 端接合部における応力状態の算出

端接合部ではコンクリートを弾性体と仮定し、端接合部が開く方向に荷重（内側引張）が作用した場合、はり部分の内側の主鉄筋には引張力が作用し、外側のコンクリートには圧縮力が作用する。これらの引張力及び圧縮力の合力はそれぞれはり部材軸に対して 45° の傾きを持ち、その方向に引張力が発生し、コンクリート引張強度を超えた時点で割裂ひび割れが生じることとなる（図-5.1.2 参照）。このとき、図-5.1.3(b)の対角線上に発生する応力分布は放物線状となり、引張領域の長さは梁高さの0.75倍となっている⁹⁾¹⁰⁾。

次の仮定を設ければ、引張領域に作用する引張力の合計値 T は、応力による放物線の面積×奥行に等しいと考えられる。

- ①引張領域の長さ L_z を $0.75h$ とする。
- ②引張応力の分布は二次放物線とする。

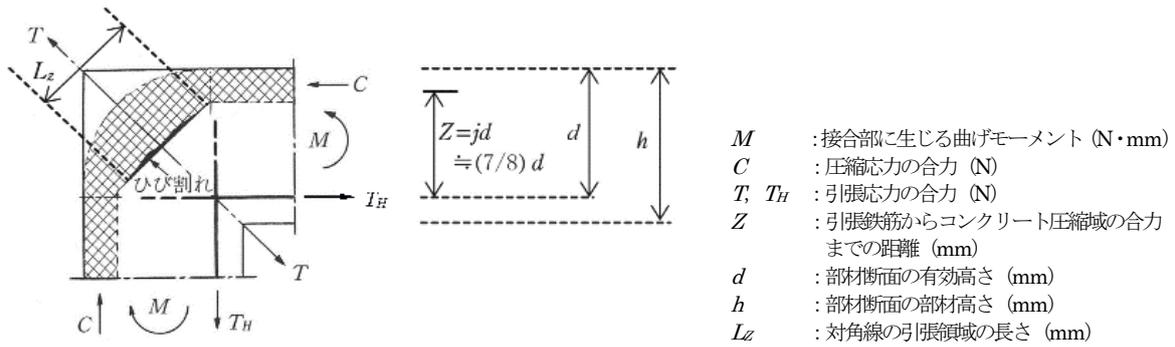
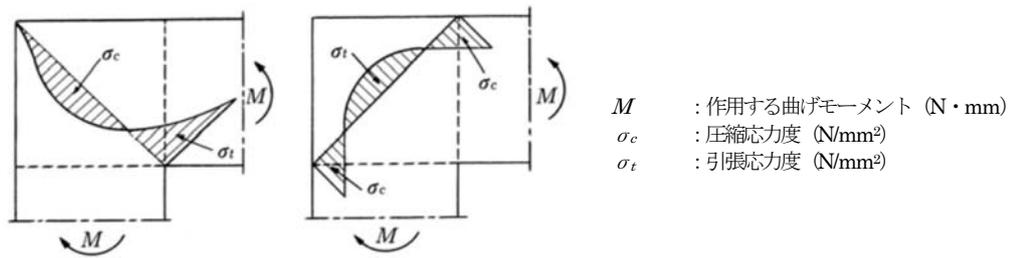


図-5.1.2 内側引張の曲げモーメントによる接合部のひび割れ



(a) 節点部に生じる引張応力 (b) 対角線方向に生じる引張応力

図-5.1.3 内側引張の曲げモーメントが生じた場合の応力分布

引張応力の分布を二次放物線と仮定するため、二次放物線の数式を用いて引張応力度の最大値を算出する。

ここで、放物線 $\sigma = \alpha \left(x - \frac{L}{2}\right) \left(x + \frac{L}{2}\right)$ の面積 $S = \frac{\alpha L^3}{6}$ と頂点の最大値 $\sigma_{tmax} = \alpha \left(\frac{L}{2}\right)^2$ から、 $S = \frac{2}{3} L_z \sigma_{tmax}$ が得られ、部材幅 W をとすると式 (5.1.15) の関係が与えられる。

$$T = S \times W = \frac{2}{3} L_z \sigma_{tmax} W \dots\dots\dots (5.1.15)$$

一方、鉄筋による引張力の合計値 T_H は、隅角部対角線上に作用する T と $T = \sqrt{2} T_H$ の関係があるため、式 (5.1.15) に代入すると、式 (5.1.16) が得られる。

$$\sigma_{tmax} = \frac{3T}{2WL_z} = \frac{3\sqrt{2}T_H}{2WL_z} \dots\dots\dots (5.1.16)$$

5.1.3 アンカーボルトによる連結

ここでは、アンカーボルトとして、先付けアンカーボルト（箱抜きアンカーボルトも含まれる）を対象とする。コンクリートに埋め込まれたアンカーボルトを連結した接合部は、アンカーボルトにせん断力及び軸方向力を受ける場合の耐荷機構となり、アンカーボルトによる連結の破壊は、コンクリートに対してコーン破壊、支圧破壊、付着破壊、アンカーボルト本体の降伏による破壊が考えられる。可逆限界を超えないと考えられる状態や最大耐力を超えない状態にとどまるために必要な照査について、表-5.1.1に整理した。可逆限界については、コーン破壊、支圧破壊、付着破壊が生じないこと、さらに、アンカーボルトの降伏が生じないことを照査することで確認することができる。ただし、コーン破壊、支圧破壊、付着破壊については、厳密にはコンクリートの最大耐力に相当する破壊である。しかし、これらの破壊モードに対して明確に可逆限界点を定めることが困難であることから、照査点としては破壊点を想定し、その破壊点に対して十分な安全余裕を想定することで可逆限界を超えないことを確認する。また、コーン破壊、支圧破壊が生じた場合でも、アンカーボルトが降伏に至らず、付着破壊が生じなければ、アンカーボルトによるダウエル抵抗が急激に低下することがないことが確認されている。そのため、最大耐力を超えないことの照査にあたっては、付着破壊を生じないこと、及びアンカーボルトが降伏に至らないことに対して確認する。

表-5.1.1 アンカーボルトの限界状態による区分

破壊形態	コンクリート			アンカーボルト
	コーン破壊	支圧破壊	付着破壊	
可逆限界	○	○	○	○
最大耐力			○	○

(1) アンカーボルトの可逆限界

1) コーン破壊に対する軸方向引張力の制限値

コーン破壊はアンカーボルトに引張力が生じた時、コンクリートが円錐状に破壊される破壊形態を示し、アンカーボルトの引抜力によりコンクリートの引張応力が引張強度を超えると破壊に至る。よって、コンクリートの引張強度 σ_{ct} にコーン破壊面積 A_{cr} を掛けたものが引張耐力の特性値 T_{cc} となる。

$$T_{cc} = \sigma_{ct} A_{cr} \quad \dots \dots \dots (5.1.17)$$

$$\left. \begin{aligned} A_{cr} &= 4\pi D^2 & d \geq 4D \\ A_{cr} &= 4D(\pi D + (n-1)d)/n & d < 4D \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5.1.18)$$

$$\sigma_{ct} = 0.23\sigma_{ck}^{2/3} \quad \dots \dots \dots (5.1.19)$$

ここに、 D ：アンカーボルト直径、 d ：アンカーボルト間隔、 n ：アンカーボルト列数

コンクリートの引張強度は式(5.1.19)により設定できるが、コーン破壊面積は破壊形態により変わるため、実験等による研究結果を用いている¹¹⁾¹²⁾。以下にコーン破壊面積 A_{cr} の設定方法を示す。

コーン破壊面積は、参考文献 11)をもとに、コンクリートに埋め込まれたアンカーボルトの頭部に水平力を受けた場合の水平ズレ変形の実験結果から、コンクリート上面からアンカーボルト径の2倍の深さか

ら引張・圧縮ひずみが大きくなり、それ以深のアンカーボルトはコンクリートに付着されていることを示した実験結果に基づいている（図-5.1.4 参照）。そのため、コーン破壊面積はアンカーボルト径の2倍に相当する深さから45°の角度での破壊面を抵抗面積と考える。

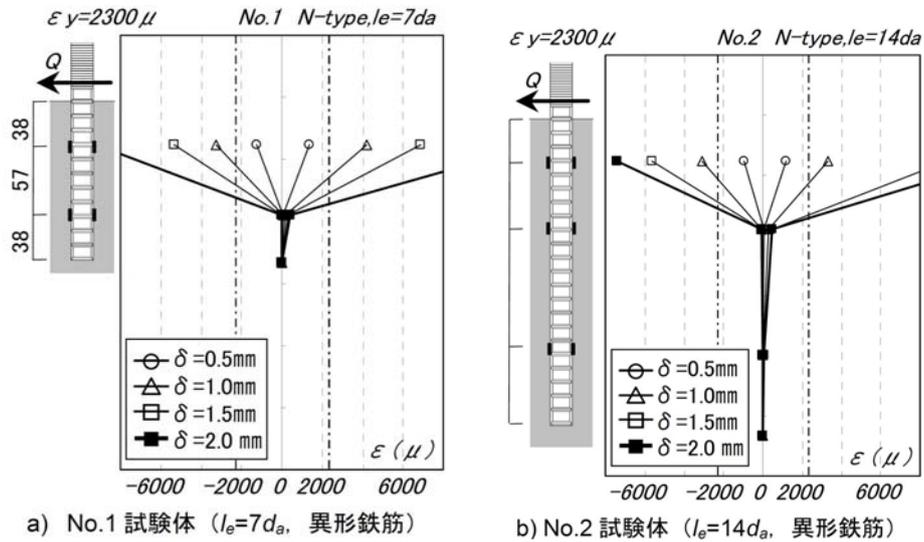


図-5.1.4 アンカー筋のひずみ分布¹⁾

コーン破壊面積は、アンカーボルトが2列の場合は、コーン破壊面積が一体化するため、1列の場合のコーン破壊面積と異なる。

①1列の場合は、隣接するアンカーボルトの面積が重複しないようにアンカーボルト間隔は4D以上となる（図-5.1.5(a) 参照）。

$$A_{cr} = 4\pi D^2$$

②2列以上の場合、複数列でアンカーボルト間隔が4D未満となる場合は、面積が重なるため一体の面積となる。

$$A_{cr} = 4D\{\pi D + (n - 1)d\} \div n$$

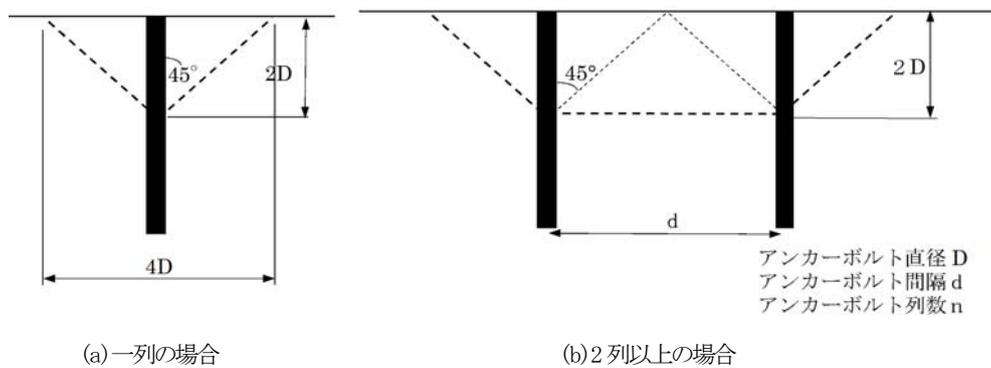


図-5.1.5 コーン破壊面積の適用範囲

なお、アンカーボルトのコーン破壊における破壊形状やアンカーボルトの群効果については、参考文献 12) を参考としている。また、日本建築学会における「各種合成構造設計指針・同解説 2010 改訂」¹³⁾のアンカーボルトの設計においても、アンカーボルト長 4D 以上、端部 3D 以上の間隔が必要なことが記載されており、同様な内容となっている。

2) コンクリートの支圧破壊に対するせん断耐力

アンカーボルトが水平力を受けるとアンカーボルト周辺のコンクリートが支圧破壊を起こすことが知られており、ダウエル効果による鉄筋 1 本あたりのせん断耐力は式 (5.1.1) により導かれる。支圧破壊によるせん断耐力は式 (5.1.1) の 1/3 相当であり (5.1.1(3) 参照) , $(1.30 \div 3) \cdot D^2 \sqrt{\sigma_c \sigma_y}$ は σ_c に設計基準強度 σ_{ck} を用いて許容応力度相当と考えられることから、限界状態 1 に対する特性値相当とすると、これを 1.5 倍する。

$$\frac{1.30}{3} = 0.43 \rightarrow 0.45$$

$$0.45 \times 1.5 = 0.675 \rightarrow 0.68$$

以上より、ダウエル効果による鉄筋 1 本あたりのせん断耐力は式 (5.1.20) となる。

$$S_{bc} = 0.68 D^2 \sqrt{\sigma_{ck} \sigma_y} \dots\dots\dots (5.1.20)$$

3) 引張とせん断の組合せ照査

式 (5.1.21) は、アンカーボルトに引張力とせん断力が同時に作用した場合の組合せ応力に関する式である。鋼材の理論的な降伏局面から決まる関係式であり、日本建築学会における「各種合成構造設計指針・同解説 2010 改訂」¹³⁾に示されている。

$$\left(\frac{p}{p_u}\right)^2 + \left(\frac{q}{q_u}\right)^2 = 1 \dots\dots\dots (5.1.21)$$

ここに、 p : 引張耐力, q : せん断耐力, p_u : せん断力がかからない場合の引張耐力, q_u : 引張力がかからない場合のせん断耐力

式 (5.1.21) を道示の記載に合わせて変換すると、

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{yd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_{yd}}\right)^2 \leq 1 \dots\dots\dots (5.1.22)$$

ここに、 σ_s : アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度, τ_s : アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度, σ_{yd} , τ_{yd} : アンカーボルトの降伏に対する引張応力度及びせん断応力度の制限値

(2) アンカーボルトの最大耐力

1) 付着破壊に対する軸方向引張力の特性値

$$T_{uc} = \tau_{0a} \pi D L \dots\dots\dots (5.1.23)$$

ここに、 T_{uc} : 付着破壊に対する軸方向引張耐力の特性値(N)

τ_{0a} : コンクリートの付着強度の特性値 (N/mm²)

D : アンカーボルト 1 本の直径 (mm)

L : アンカーボルトの有効埋込長 (mm)

アンカーボルトの付着破壊は、アンカーボルト周辺のコンクリートの付着強度を超えたときに生じる破壊である。アンカーボルトとコンクリートの付着強度の特性値は、これまでの道路橋示方書におけるコンクリートの許容付着応力度の 1.7 倍とする。

付着応力度の許容値は S53 道示Ⅲ編から同じ値となっており、Orangun の提案式である式 (5.1.24)¹⁴⁾を 1.7 で除したものと概ね一致する。このことより、アンカーボルトとコンクリートの付着強度の特性値 \bar{f}_0 は、Orangun の付着強度をもとにしているものと判断できる。

$$\bar{f}_0 = \left(1.2 + \frac{3c}{\phi} + \frac{50\phi}{l} + \frac{A_t f_{ty}}{35s\phi} \right) \sqrt{0.07 f'_c} \dots \dots \dots (5.1.24)$$

ここに、 c : かぶり厚、 ϕ : 鉄筋径、 s : 横方向鉄筋の中心間隔、 f_{ty} : 横方向鉄筋の降伏強度

$l = 20 \phi$: 定着長 = 20 ϕ (H24 道示Ⅲ編 6.6.5(4) より重ね継手長の最小値 20 倍以上)

$A_t = 0$: 横方向鉄筋の断面積を 0 (横方向鉄筋補強の効果を考慮しない)

f'_c : コンクリートの圧縮強度

表-5.1.2 Orangun の提案式及び道路橋示方書一覧

コンクリート設計基準強度	240	300	400	f'_{ck} ($=\sigma_{ck}$) (kgf/cm ²)
S55 コン示許容付着応力度	16	18	20	T_{0a} (kgf/cm ²)
H24 道示Ⅲ編	16 (1.6)	18 (1.8)	20 (2.0)	()内は単位系 SI 単位系の値(N/mm ²)
\bar{f}_0 (kgf/cm ²)	27.5	30.7	35.5	Orangun の式(6.7 $\sqrt{0.07\sigma_{ck}}$)
\bar{f}_0 (N/mm ²)	2.75	3.07	3.55	〃
$\bar{f}_0/1.7$	1.61	1.81	2.09	→付着応力度の許容値と概ね一致
S61 コン示設計付着強度	18	21	25	$f_{bod} = 0.6 \cdot f'_{ck}{}^{2/3} / \gamma_c$, $\gamma_c = 1.3$ (コンクリートの材料係数)

5.1.4 プレキャストセグメントの接合部

プレキャストセグメントを連結した部材の耐荷力特性について、いわゆる外ケーブルと内ケーブルの比率をパラメータにして検討が行われている¹⁵⁾¹⁶⁾。参考文献 16)によれば、内ケーブルの比率が高くなれば、部材に生じる曲げひび割れが適切に分散することが明らかとなっている。また、内ケーブルの比率が低い場合、ひび割れが集中しやすく、破壊も脆性的になる傾向が確認されている。表-5.1.3 には、参考文献 16)における実験結果を示す。また、図-5.1.6 に荷重変位関係を示す。

表-5.1.3 参考文献16)における実験結果

供試体		ひび割れ発生時	内ケーブル降伏時	コンクリート圧壊時	内ケーブル破断時	外ケーブル初降伏時	最大荷重時	終局時	破壊性状
1 (内0%)	荷重(kN)	78.2	-	108.2	-	未	108.2	同左	コンクリート圧壊
	変位(mm)	7.72	-	55.84	-	未	55.84	同左	
2 (内12%)	荷重(kN)	83.6	123.0	127.9	127.9	未	127.9	同左	内ケーブル降伏⇒コンクリート圧壊 (内ケーブル破断と同時)
	変位(mm)	9.82	61.1	79.22	79.22	未	79.22	同左	
3 (内33%)	荷重(kN)	82.4	120.0	133.0	118.4	127.4	133.0	118.4	コンクリート圧壊⇒外ケーブル初降伏⇒内ケーブル破断
	変位(mm)	10.24	46.80	86.66	129.76	96.32	86.66	129.76	
4 (内63%)	荷重(kN)	79.4	124.2	147.5	138.7	144.0	147.5	138.7	コンクリート圧壊⇒外ケーブル初降伏⇒内ケーブル破断
	変位(mm)	10.98	37.98	97.88	135.88	107.20	97.88	135.88	
5 (内100%)	荷重(kN)	78.9	135.9	156.5	未	-	156.8	同左	内ケーブル降伏⇒コンクリート圧壊
	変位(mm)	9.65	40.75	128.67	未	-	(173.74)	同左	

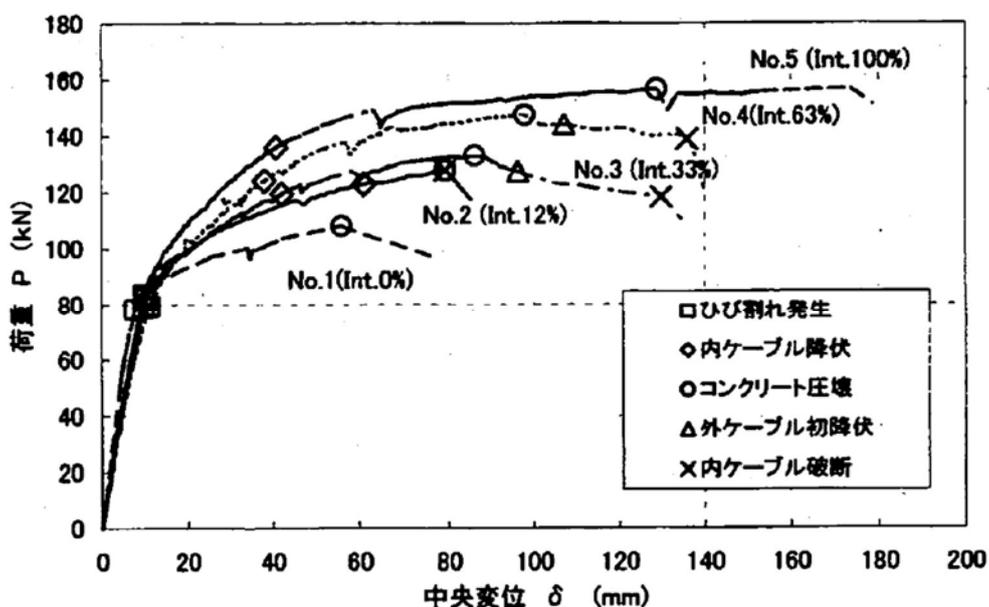


図-5.1.6 参考文献16)での載荷試験における荷重変位曲線

結果より、内ケーブル比率が33%の供試体では、最大荷重以降も十分なじん性が確保されていることがわかる。そのため、この実験結果からは、部材挙動として内ケーブルと同等のじん性を確保する条件として、内ケーブルの比率を30%程度確保するのがよいと考えられる。

5.2 抵抗係数

5.2.1 接合部の設計に関する抵抗係数

接合部の設計における抵抗係数の調査方法は部材設計と同様であり、4.2.1 に詳しく記載しているため、ここでは接合部の設計に関することのみ記載する。耐荷力のばらつきの支配的要因（材料変動+モデル化誤差）を考慮した公称ばらつきの設定、及び公称ばらつきが設定できない場合は従来安全率の逆数から部分係数を試算する。

接合部の設計に関する照査項目ごとに抵抗係数を試算した結果を以下に示し、一覧表を表-5.2.1 に示す。なお、抵抗の制限値 R_d は4.2.1 と同様に特性値 R と係数 ξ_1 、 ξ_2 及び抵抗係数 Φ_R を用いて式(4.2.3)より得る。

表-5.2.1 部分抵抗係数の試算結果

項目	内容	照査式	Φ_R	備考
合成桁の桁と床版の接合部	接合面のせん断応力度	$\tau_{bd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{bc} \tau_{bc}$	$\Phi_{bc}=0.65$	公称ばらつき $COV_R=20\%$, $b=1.0$
ラーメン構造の端接合部	外側引張の曲げモーメント	$M_{rod} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ruc} M_{roc}$	$\Phi_{ruc}=0.70$	従来安全率の逆数（終局荷重）
	内側引張の曲げモーメント	$M_{rid} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ruc} M_{ric}$	$\Phi_{ruc}=0.70$	
アンカーボルト	コーン破壊	$T_{cd} = \xi_1 \Phi_{tcc} T_{cc}$	$\Phi_{tcc}=0.85$	従来安全率の逆数
	支圧破壊	$S_{bd} = \xi_1 \Phi_{bc} S_{bc}$	$\Phi_{bc}=0.85$	従来安全率の逆数
	付着破壊	$T_{ud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{tuc} T_{uc}$	$\Phi_{tuc}=0.85$	従来安全率の逆数
プレキャストセグメント構造の継目部	コンクリート製多段接合キーのせん断強度	$P_{kid} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ki} S_{kic}$	$\Phi_{ki}=0.50$	公称ばらつき $COV_R=30\%$, $b=1.0$
	コンクリート製台形接合キーのせん断強度	$P_{kid} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ki} S_{kic}$	$\Phi_{ki}=0.65$	公称ばらつき $COV_R=20\%$, $b=1.0$
	鋼製接合キーのせん断強度	$P_{kid} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ki} S_{kic}$	$\Phi_{ki}=0.50$	公称ばらつき $COV_R=30\%$, $b=4.0$

(1) 合成桁構造における桁と床版の接合部

桁と床版の接合部におけるせん断強度の特性値は、床版コンクリートの設計基準強度に付着係数を掛けることで算出される ($\tau_{bc} = k_c \sigma_{ck}$)。そのため、接合面のせん断強度の材料変動によるばらつきは、表-4.2.1 に示すコンクリート圧縮強度の変動係数である 15%と考えられる。また、評価式のモデル化誤差としては、5.1.1(2) に示す研究結果⁶⁾⁷⁾より付着係数の変動係数は 13.7%である。そのため、公称ばらつきは平方二乗和より $COV_R=20.3\% \approx 20\%$ となり、抵抗係数は $\Phi_{bc} = 1 - 1.64 \times 20\% \approx 0.65$ となる。

ここで、桁と床版の接合面に生じるせん断応力度は、H24 道示Ⅲ編では欧米の基準¹⁾²⁾を参考とした式 ($\tau_b = \frac{S}{b \cdot d_v}$, S : 桁断面に作用する設計せん断力, b : 接合面の幅, d_v : 引張鋼材の図心から床版図心までの距離) であり、これは終局限界状態を想定した式で曲げひび割れの発生を考慮したせん断応力度の算定式である。しかし、桁と床版の接合面の付着力のみでせん断力を分担す

るのは、曲げひび割れの発生がない状態を想定しているため、せん断応力度の算出式としては $\tau_b = \frac{S \cdot Q}{b \cdot I}$ (Q : 合成断面の図心軸に関する床版の断面一次モーメント, I : 合成断面の図心軸に関する合成断面の断面二次モーメント) が相応しい。

(2) ラーメン構造の端接合部

ラーメン構造の端接合部に関しては信頼性評価に対してデータが不足するため、経験的に従来の安全率から逆算して、抵抗係数を試算する。

従来の温度荷重時と同等の安全余裕を確保すると、温度荷重時の鉄筋の許容応力度は $\sigma_{sr} = 207 \text{ N/mm}^2$ であり、 $\sigma_y / \sigma_{sr} = 345 / 207 \approx 1.7$ となる。ここで、温度荷重時を想定するのは、キャリブレーション結果より影響の大きい荷重組合せであるためである。荷重側の係数を 1.05~1.2 と仮定すると、抵抗係数は以下の通りとなる。

$$\xi_2 \cdot \phi_{ruc} = (\text{在来安全率の逆数}) \times (\text{荷重側の係数}) / \xi_1 = 1 / 1.7 \times (1.05 \sim 1.2) / 0.9 \approx 0.70$$

(3) アンカーボルトによる連結

アンカーボルトに関しても信頼性評価に対してデータが不足するため、経験的に従来の安全率から逆算して、抵抗係数を試算する。

従来の温度荷重時と同等の安全余裕を確保すると、従来の安全余裕は $1.7 / 1.15 = 1.44$ となる。荷重側の係数を 1.05~1.2 と仮定すると、抵抗係数は以下の通りとなる。

$$\xi_2 \cdot \phi_R = (\text{在来安全率の逆数}) \times (\text{荷重側の係数}) / \xi_1 = 1 / 1.44 \times (1.05 \sim 1.2) / 0.9 \approx 0.85$$

(4) プレキャストセグメントの接合部

1) 鋼製接合キーを用いた接合部

鋼製接合キーを用いた接合部にせん力が作用する場合の破壊に対する限界状態は、せん断力により発生する埋込部コンクリートの支圧破壊の限界状態である。そのため、せん断強度は支圧応力度を用いた算定式となり、せん断強度の材料変動によるばらつきは、表-4.2.1 に示すコンクリート圧縮強度の変動係数である 15% と考えられる。また、評価式のばらつきは過去の実験結果¹⁷⁾ から算出する。評価式と対比する実験データは以下に従う。

- ① 供試体は、鋼製接合キーの有無及び径、接着剤の状態、鋼製接合キーの設置位置、及びプレストレス量を考慮し、各要因の組合せで計 19 体製作したもののうち、接合キー無しの供試体を除いた計 15 体とする。
- ② 実験値は継目部にひび割れが発生後の収束値または変位が 4mm 付近のせん断力とする。
- ③ せん断強度に摩擦の影響を期待しないため、実験値からプレストレスによる摩擦効果を除

外する。

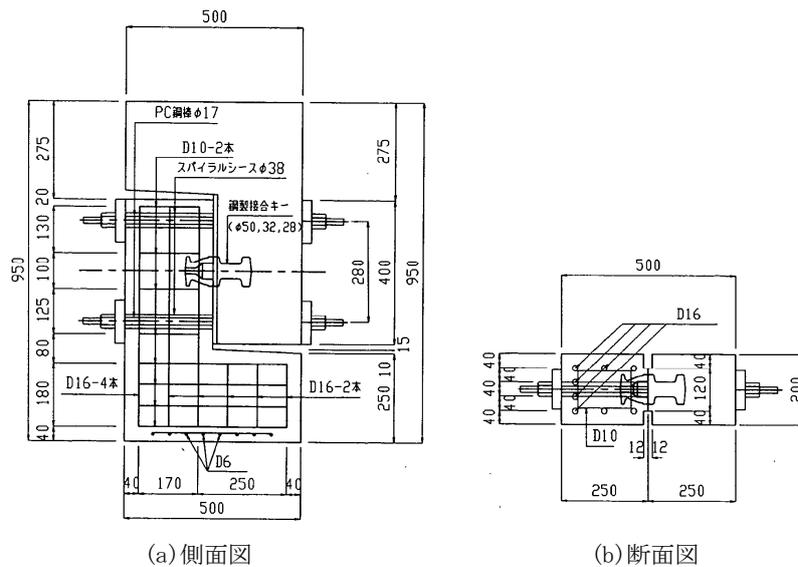


図-5.2.1 参考文献 17)における実験供試体の一例

実験結果は表-5.2.2 及び図-5.2.2 の通りであり、評価式のモデル化誤差を考慮した確率統計量は変動係数 27.3%，バイアス 4.2 となる。これより、公称ばらつきとしての変動係数は平方二乗和より $COV_R = 31.1\% \div 30\%$ となり、抵抗係数は $\phi_{ki} = 1 - 1.64 \times 30\% \div 0.5$ となる。

表-5.2.2 鋼製キーの近傍におけるコンクリートの支圧応力と B/T の関係一覧¹⁷⁾

番号	供試体呼称	ウェブ幅 T (mm)	換算支圧幅 B (mm)	コン強度 f _{ck} (N/mm ²)	キー埋込深 Le (mm)	B/T	実験値 [*] V _n (kN)	プレ摩擦分 P (kN)	骨材噛合分 I (kN)	キー耐力 V _n ' (kN)	f _b (N/mm ²)	f _b /f _{ck}
1	W-60-32-H	200	55.2	48.3	55	0.28	344.0	78.4	49.0	216.6	214.0	4.43
2	W-30-32-H	200	55.2	48.3	55	0.28	294.0	39.2	49.0	205.8	203.4	4.21
3	W-0-32-H	200	55.2	48.3	55	0.28	280.3	0.0	49.0	231.3	228.5	4.73
4	W-60-32-W	200	55.2	48.3	55	0.28	294.0	78.4	0.0	215.6	213.0	4.41
5	W-30-32-W	200	55.2	48.3	55	0.28	225.4	39.2	0.0	186.2	184.0	3.81
6	W-0-32-W	200	55.2	48.3	55	0.28	217.6	0.0	0.0	217.6	215.0	4.45
7	W-60-50-H	200	75.6	48.3	79	0.38	414.5	78.4	49.0	287.1	144.2	2.99
8	W-0-50-H	200	75.6	48.3	79	0.38	293.0	0.0	49.0	244.0	122.6	2.54
9	W-60-28-H	200	46.4	48.3	59	0.23	272.4	78.4	49.0	145.0	158.9	3.29
10	W-0-28-H	200	46.4	48.3	59	0.23	253.8	0.0	49.0	204.8	224.5	4.65
13	W-60-32-S	200	55.2	48.3	55	0.28	236.2	78.4	0.0	157.8	155.9	3.23
14	W-30-32-S	200	55.2	48.3	55	0.28	178.4	39.2	0.0	139.2	137.5	2.85
17	F-60-30-H	400	55.2	48.3	55	0.14	558.6	130.3	81.3	346.9	342.8	7.10
18	F-30-32-H	400	55.2	48.3	55	0.14	432.2	65.4	81.3	285.5	282.1	5.84
19	F-0-32-H	400	55.2	48.3	55	0.14	298.9	0.0	81.3	217.6	215.0	4.45

*変位4mm～

$$V_n' = V_n - P - I$$

$$f_b = V_n' / \{ B \times (L_e / 3) \}$$

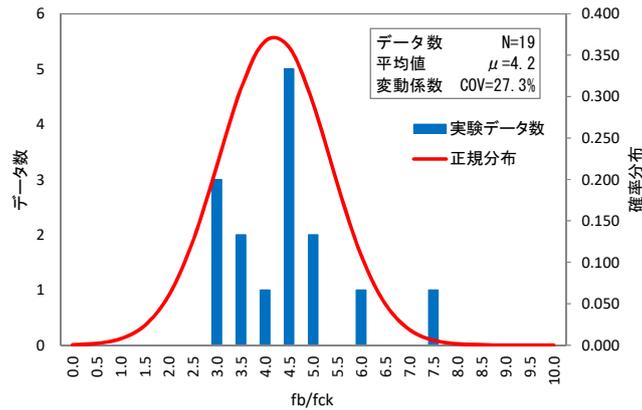


図-5.2.2 支圧応力 f_b と設計基準強度 f_{ck} の頻度分布

2) コンクリート製多段接合キーを用いた接合部

コンクリート製多段接合キーを用いた接合部のせん断強度はコンクリートが負担できるせん断応力度を用いた算定式となる。コンクリートが負担できるせん断応力度がコンクリートの設計基準強度によらず一定値と考えると、せん断強度の材料変動によるばらつきは考慮しない。また、評価式のばらつきは過去の実験結果¹⁸⁾から算出する。評価式と対比する実験データは以下に従う。

- ① 供試体は、接合キーの形状、接着剤の状態、及びプレストレス量を考慮し、各要因の組合せで計6体製作したもの。
- ② 実験値は継目部に0.1mmのずれが発生した際のせん断力とする。
- ③ せん断強度に摩擦の影響を期待しないため、実験値からプレストレスによる摩擦効果を除外する。

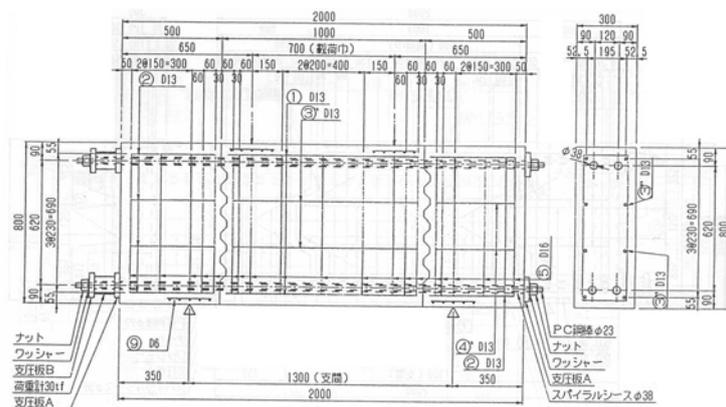


図-5.2.3 参考文献 18)における実験供試体の一例

ここで、接合面のずれ始め変位 0.1mm は、接着面のないコンクリート部材がひび割れ直後でひび割れが大きく開口しない状態相当であり、ひび割れ縁での微細な凹凸がせん断ずれに有効

に働き、大きなせん断摩擦抵抗が発揮される状態と同じである。これは、接着剤の強度が接着面周囲のコンクリートより大きく、まず接着剤と界面のモルタル層にひび割れが生じるためであり、周囲のコンクリートのひび割れによるずれに起因するためである。

実験結果は表-5.2.3 及び図-5.2.4 の通りであり、せん断応力の平均値は 4.3N/mm^2 、変動係数は 29.8%となる。これより、公称ばらつきとしての変動係数は $COV_R \doteq 30\%$ となり、抵抗係数は $\Phi_{ki} = 1 - 1.64 \times 30\% \doteq 0.5$ となる。また、実験結果の平均値からコンクリートが負担できるせん断応力度は一律 4.0N/mm^2 と推定される。

表-5.2.3 多段キーによりコンクリートが負担できるせん断応力度の結果一覧

番号	供試体呼称	プレストレス量 σ_p (N/mm^2)	継目部ズレ始め荷重		接合面積 B (mm^2)	有効面積 B' (mm^2)	0.1mmズレせん断応力 τ (N/mm^2)
			(tf)	(kN)			
8	S-N-40-H	3.92	135.30	1325.9	240000	171000	2.66
9	S-M3-40-H	3.92	153.80	1507.2	240000	171000	3.72
10	S-M3-20-H	1.96	153.00	1499.4	240000	171000	6.22
11	S-M3-0-H	0.00	75.00	735.0	240000	171000	4.30
13	S-M5-40-H	3.92	183.30	1796.3	240000	171000	5.41
14	S-W-40-H	3.92	153.40	1503.3	240000	171000	3.70

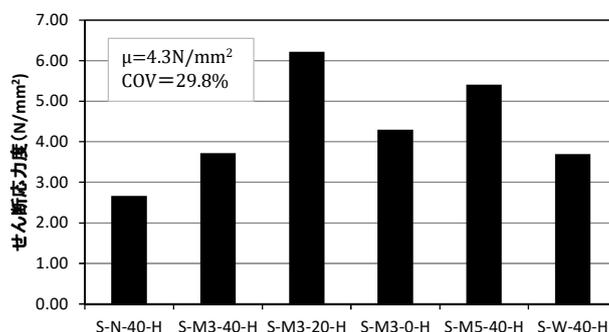


図-5.2.4 多段キーによりコンクリートが負担できるせん断応力度の頻度分布

3) コンクリート製台形接合キーを用いた接合部

コンクリート製台形接合キーによるせん断強度は、道示では補強鉄筋量に応じて算出されているため、せん断強度の材料変動によるばらつきは、表-4.2.1 に示す鉄筋降伏強度の変動係数である 4%と考えられる。また、評価式のばらつきは過去の実験結果¹⁸⁾から算出する。評価式と対比する実験データは以下に従う。

- ① 供試体は、接合キーの形状、接着剤の状態、及びプレストレス量を考慮し、各要因の組合せで計 6 体製作したもの。
- ② 実験値は継目部に 0.1mm のずれが発生した際のせん断力及び破壊時のせん断力とする。
- ③ せん断強度に摩擦の影響を期待しないため、実験値からプレストレスによる摩擦効果を除

外する。

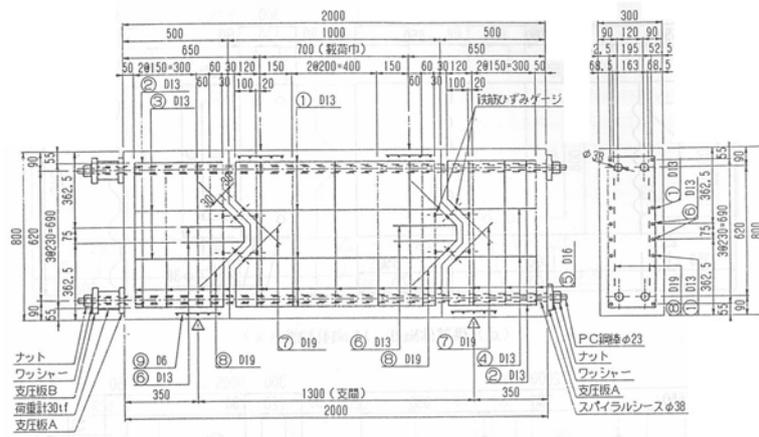


図-5.2.5 参考文献 18)における実験供試体の一例

実験結果は表-5.2.4 及び図-5.2.6 の通りであり、プレストレスの効果を控除した 0.1mm ずれ発生時の安全余裕は平均値 1.6, 変動係数 19.8%となる。これより、公称ばらつきとしての変動係数は平方二乗和より $COV_R = 20.3\% \approx 20\%$ となり、抵抗係数は $\Phi_{ki} = 1 - 1.64 \times 20\% = 0.65$ となる。また、安全余裕の 1.6 は特性値に補正係数として導入できる。

表-5.2.4 台形キーによりコンクリートが負担できるせん断力の結果一覧

番号	供試体呼称	プレストレス量 σ_p (N/mm^2)	0.1mm ずれ発生荷重 V_{cr}		破壊荷重 V_n		接合面積 B (mm^2)	プレ摩擦分 $P = \mu \cdot \sigma_p \cdot B$ (kN)	$(V_n - P) / (V_{cr} - P)$
			(tf)	(kN)	(t)	(kN)			
1	S-C45N-40-H	3.92	141.90	1390.6	228.0	2234.4	240000	282.2	1.76
2	S-C45N-20-H	1.96	150.40	1473.9	167.0	1636.6	240000	141.1	1.12
3	S-C45N-0-H	0.00	50.30	492.9	90.0	882.0	240000	0.0	1.79
5	S-C45L-40-H	3.92	123.80	1213.2	231.0	2263.8	240000	282.2	2.13
6	S-C45-40-H	3.92	137.40	1346.5	214.0	2097.2	240000	282.2	1.71
7	S-C60N-40-H	3.92	142.20	1393.6	203.4	1993.3	240000	282.2	1.54

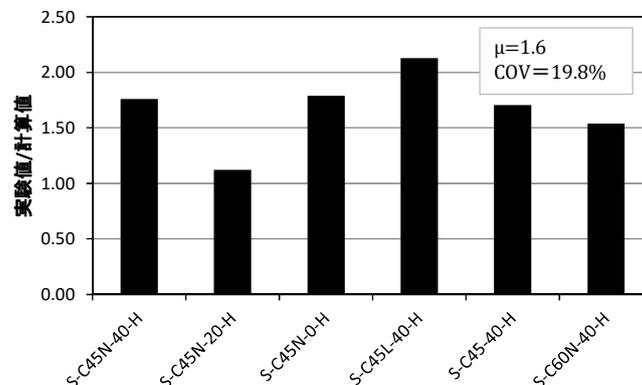


図-5.2.6 台形キーによりコンクリートが負担できるせん断応力度の頻度分布

5章 参考文献

- 1) AASHTO : LRF D Bridge Design Specifications, 4th ed., 2007
- 2) CEN : Eurocode 2, Design of concrete structures Part1.1, General rules and rules for buildings (EN1992-1-1), 2004.
- 3) (独)土木研究所, (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 : 橋梁用プレキャストPC部材の接合技術に関する共同研究報告書 (I), 共同研究報告書第362号, 2007.2
- 4) (独)土木研究所, (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 : 橋梁用プレキャストPC部材の接合技術に関する共同研究報告書 (II) - ずれ止め鉄筋およびスタッドの挙動 -, 共同研究報告書第370号, 2008.3
- 5) (独)土木研究所, (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 : 橋梁用プレキャストPC部材の接合技術に関する共同研究報告書 (III) - PC合成げたのせん断伝達に関する検討 -, 共同研究報告書第383号, 2008.3
- 6) 村越潤, 田中良樹, 横田勉, 大山博明 : PC合成桁のせん断伝達機構に関する検討, プレストレストコンクリート Vol.50, No.3, pp.69-77, 2008.3
- 7) 建設省土木研究所, (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 : コンクリート橋の設計・施工の省力化に関する共同研究報告書 (II) - PC合成げた橋 (PC合成床版タイプ) に関する研究 -, 共同研究報告書第215号, 1998.12
- 8) 津田和明 : 接合鉄筋およびスタッドによるせん断伝達挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.583-588, 2008
- 9) 建設省土木研究所 : L型鉄筋コンクリート隅角部の設計方法に関する検討, 土木研究所資料第3636号, 1999.3
- 10) 渡辺博志, 河野広隆 : L型RC隅角部の設計方法に関する検討, 土木技術資料 Vol.40, No.10, pp.36-41, 1998.10
- 11) 安藤祐太郎, 中野克彦, 松崎育弘, 杉山智昭 : 接着系あと施工アンカーのせん断耐力に及ぼすへりあき効果の影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.679-684, 2009
- 12) 尾坂芳夫, 大塚浩司, 満木泰郎, 小林茂敏 : マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の定着破壊性状と群効果に関する研究, 土木学会論文集第420号, V-13, pp.153-161, 1990.8
- 13) 日本建築学会 : 各種合成構造設計指針・同解説, 2010.11
- 14) 池田尚治, 小柳合, 角田與史雄 : 土木学会編 新体系土木工学 32 鉄筋コンクリートの力学, p.150, 1982.11
- 15) 小林和夫 : 外ケーブルPC構造に関する研究の現状, 土木学会論文集, No.550 V-33, pp.1~12, 1996.11
- 16) 日柴喜剛啓 : プレストレストコンクリート構造におけるプレキャストセグメントと超高強度コンクリートの適用に関する研究, 京都大学博士論文, 2005.
- 17) 建設省土木研究所, (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 : プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書 (I), 共同研究報告書第69号, 1992.3
- 18) 建設省土木研究所, (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 : プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書 (II), 共同研究報告書第82号, 1993.3

6章 構造の設計の検討及び構造細目

6.1 構造の設計

6.1.1 下フランジの腹圧力を考慮した設計

桁高が変化する箱桁橋の下フランジにPC鋼材が配置されている場合、腹圧力が作用する。そのため、腹圧力に対して下床版厚を確保し、必要な鉄筋等で補強する必要がある。このことは、H14 道示Ⅲ編以降に規定されていたが、具体的な鉄筋補強等の方法は規定されておらず、構造細目にしたがった配筋を行うことで運用されてきた。しかし、近年進められている橋梁点検結果を分析すると腹圧力の影響により下床版にひび割れが生じている事例があり、その要因は設計基準の不明確さにあることが確認されている¹⁾。

下フランジの腹圧力を考慮した設計に関しては、参考文献 1) で主桁下面の橋軸方向ひび割れが多く発生していたポステン箱桁に対して、その要因および変状発生リスクを抑制させる方策について初回点検結果を基に検討され、以下の方策が有効と考えられている。

- ①腹圧力を低減する対策として、桁高変化がある箱桁断面の下床版にPC鋼材を配置する場合は、できるだけウェブ近傍に配置し、下床版支間中央部には配置しない。また、下床版にPC鋼材を配置する場合には、PC鋼材の本数はできるだけ少なくする。
- ②ひび割れの発生を抑制する対策として、鉄筋応力度を $140\text{N}/\text{mm}^2$ 程度（部分係数設計法では $160\text{N}/\text{mm}^2$ 程度）に制限する。また、鉄筋の配置間隔を 125mm にするなど配置間隔を小さくする。

6.1.2 格子桁理論と版理論

(1) はじめに

設計では、荷重による効果を部材単位の応答として評価する。そして、部材単位での応答と耐力との関係を照査し、その設計の妥当性を確認する。すなわち、構造物の立体的な構造は、応答算出の際に考慮されることになる。そのため、実際には複雑な形状である構造物をいかに適切に応答モデルに置き換えるかが、設計の信頼性を大きく左右することになる。

土木構造物の応答解析では、格子解析（＝平面骨組み解析）による応答算出が基本とされている。これまでの設計では、電算が十分に発達していなかったこともあり、応答算出にあたって古典的な理論に頼らざるを得なかった。そのため、桁構造は格子桁理論、版構造は版理論に置き換えられるように、応答算出上置き換えるとともに、その置き換えが妥当となる範囲で、寸法や断面が定められていた。また、基本的には橋を一本の棒としてモデル化することでモーメント等を算出し、構造物の3次元的效果はそのモーメント等を配分するなどして表現することが行われてきた。一方、電算が発達した現在では、多くの場合格子解析によって応答算出が行われている。しかし、床版橋においては、いまだに版理論による応答算出が行われているのが実態である。これは、版部材の応答を格子解析（＝平面骨組み解析）により行うことの難しさの表れでもあり、設計者のモデル選択によって応答結果に差が生じるところでもある。床版橋の解析方法については、

これまでも検討がされている²⁾³⁾⁴⁾。

格子桁理論及び版理論による課題は次の事項が考えられる（図-6.1.1 参照）。

- ①版理論で算出する場合には、一つのはり断面に換算して鉄筋配置をしている。活荷重に対して断面力が最も厳しくなるように載荷することになるが、一つのはり断面に換算することになるので、実質的に断面力を低減することになっている。
- ②格子桁理論で算出する場合には、それぞれの仮想桁の断面力が最大となる値を断面力として採用することになるので、断面力としては大きくなる。

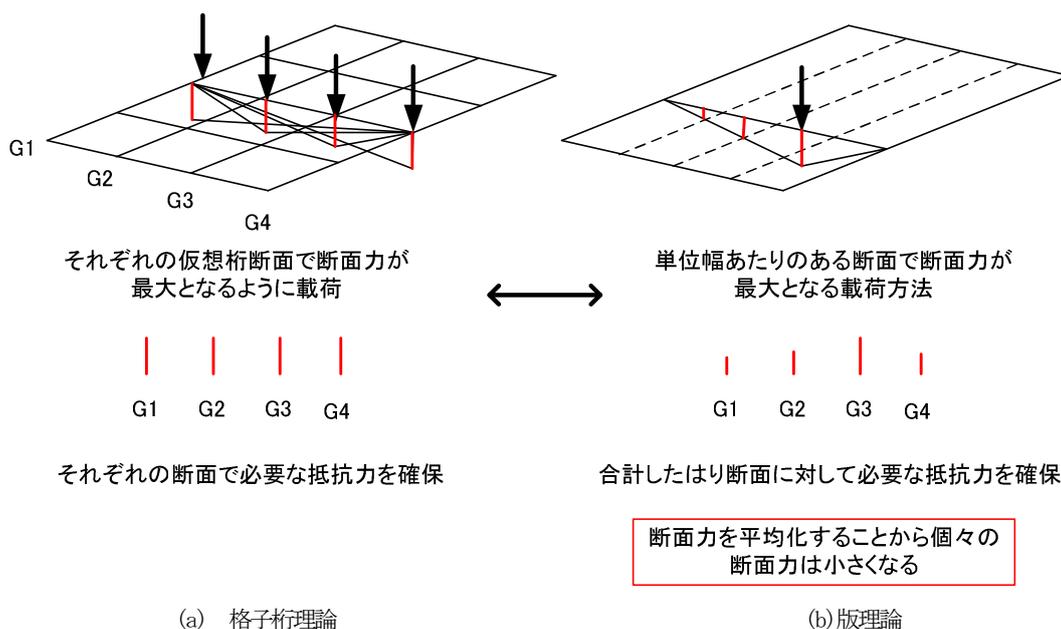


図-6.1.1 格子桁理論及び版理論による応答算出方法

格子解析では、主桁と横桁をどのようにモデル化するかが重要となる。以下に、格子解析におけるモデル化の留意点を示す。

1) 橋軸方向部材（主桁）の剛性

橋軸方向部材（主桁）の剛性（軸、曲げ及びねじり剛性）は、その総合計が橋全体の断面の剛性と一致するように決定する。

断面が片持ちスラブを持つ場合、片持ちスラブを剛性の小さな主桁として評価するか、単に主桁に荷重を伝達する役割の部材とするかについては、片持ちスラブと他の部分との剛性比等を考慮して判断する必要がある。また、主桁合成は、橋軸に対して直角な断面の形状を用いて計算する。

2) 橋軸直角方向部材（横桁）の剛性

橋軸直角方向部材（横桁）の剛性の評価については、定まった方法がない。中実断面の床版橋の場合は、橋軸直角方向の断面においても平面保持則が成立しているとの仮定に基づいて、全断面有効として求めた分割要素個々について計算した剛性を用いることが多い。中空床版橋や箱桁橋の場合には、設計者による

ばらつきが多い。横桁の剛性は、以下の点について留意して判断されている。

- i) 横桁, 隔壁の配置されている上下フランジ有効幅の評価
- ii) 横桁, 隔壁間のフランジの剛性の評価
- iii) 主桁と横桁断面の図心軸の差についての評価

(2) 版理論による応答算出

これまで、版構造を格子桁として扱う場合には、いわゆる Guyon-Massonet (ギヨンマソネ) の方法が用いられている。Guyon-Massonet の方法では、版理論によるねじり剛性成分を、格子桁に置き換えている。すなわち、連続体である版部材の支配方程式（微小区間のつり合い方程式）と格子桁の支配方程式を比較し、それらが等価となるよう係数を定めている。

各軸方向で剛性が異なる異方性版理論に従えば、単位長 (dx, dy) におけるたわみ方程式は以下のようになる。

$$B_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + B_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \cdots \cdots \cdots (6.1.1)$$

ここに、 B_x : x 軸方向の単位長あたりの曲げ剛性、 B_y : y 軸方向の単位長あたりの曲げ剛性、 w : たわみ、 $p(x, y)$: x, y の関数としての分布荷重の強度

連続体を前提としたこの方程式と、棒部材が結合した格子桁におけるつり合い式を比較する。主桁及び横桁に曲げ剛性及びねじり剛性がある場合、格子桁の一つの断面には3つの断面力（曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメント）が存在する。格子桁の一つの格点では、4つの曲げモーメント、4つのねじりモーメント及び4つのせん断力が、外力とつり合いを保っている。図-6.1.1のように、単位長 (dx, dy) をとり、ここに生じる断面力を想定する。

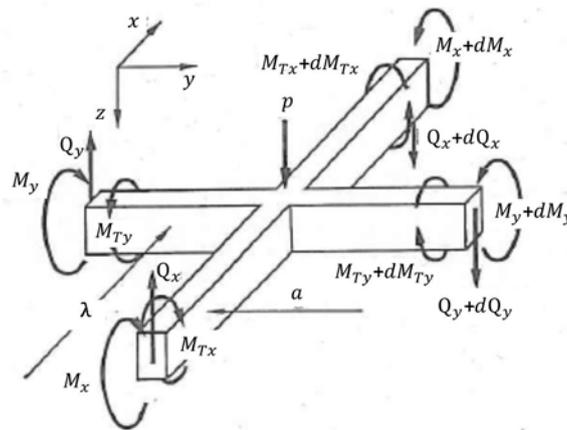


図-6.1.1 格子桁の格点に生じる単位長あたりの断面力

このとき、鉛直方向のつりあいは

$$\frac{1}{a} \cdot \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{\partial Q_y}{\partial y} + p = 0 \cdots \cdots \cdots (6.1.2)$$

x軸回りのモーメントのつり合いは

$$\frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\partial M_{Tx}}{\partial x} + \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{\partial M_y}{\partial y} - \frac{1}{\lambda} Q_y = 0 \quad \dots\dots\dots (6.1.3)$$

y軸回りのモーメントのつり合いは

$$\frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{\partial M_{Ty}}{\partial y} - \frac{1}{\alpha} Q_x = 0 \quad \dots\dots\dots (6.1.4)$$

したがって、式(6.1.2)から式(6.1.4)より式(6.1.5)を得る。

$$\frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\partial^2 M_{Tx}}{\partial x \partial y} + \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{\partial^2 M_{Ty}}{\partial x \partial y} + \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -p \quad \dots\dots\dots (6.1.5)$$

一方、桁のたわみと主桁及び横桁の曲げモーメントとの間には、式(6.1.6)の関係がある。

$$EJ \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = -M_x, \quad EJ_Q \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = -M_y \quad \dots\dots\dots (6.1.6)$$

主桁及び横桁のねじりモーメント $M_{Tx}M_{Ty}$ と、桁のねじり角 $\theta_x\theta_y$ との間には、式(6.1.7)の関係がある。

$$\theta_x = \frac{M_{Tx}}{GJ_T} = -\frac{\partial \phi_y}{\partial x}, \quad \theta_y = \frac{M_{Ty}}{GJ_Q} = -\frac{\partial \phi_x}{\partial y} \quad \dots\dots\dots (6.1.7)$$

また、主桁及び横桁の曲げによるたわみ角は、式(6.1.8)として定義できる。

$$\phi_x = \frac{\partial w}{\partial x}, \quad \phi_y = \frac{\partial w}{\partial y} \quad \dots\dots\dots (6.1.8)$$

以上の式より、式(6.1.9)となり、

$$GJ_T \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = -M_{Tx}, \quad GJ_{TQ} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = -M_{Ty} \quad \dots\dots\dots (6.1.9)$$

これらを式(6.1.5)に代入すれば格子桁の版としての微分方程式、式(6.1.10)が得られる。

$$\frac{EJ}{\alpha} \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + G \left(\frac{J_T}{\alpha} + \frac{J_{TQ}}{\lambda} \right) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{EJ_Q}{\lambda} \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p \quad \dots\dots\dots (6.1.10)$$

式(6.1.10)を式(6.1.1)と比較すれば、以下となる。

$$B_x = \frac{EJ}{\alpha}, \quad B_y = \frac{EJ_Q}{\lambda}, \quad 2H = G \left(\frac{J_T}{\alpha} + \frac{J_{TQ}}{\lambda} \right)$$

いま、 $H = \gamma \sqrt{B_x \cdot B_y}$ とおけば、式(6.1.11)となり、この γ を剛度係数と呼んでいる。

$$\gamma = \frac{G \left(\frac{J_T}{\alpha} + \frac{J_{TQ}}{\lambda} \right)}{2E \sqrt{\frac{J_T J_Q}{\alpha \lambda}}} \quad \dots\dots\dots (6.1.11)$$

すなわち、Guyon-Massonetの方法とは、版理論で得られる連続体を対象とした微分方程式に基づき応答を出すものの、その係数を格子桁理論から等価に置き換えて定める方法といえる。

(3) 分配係数

横方向の荷重分配について、版理論を用いて分配の割合を定めることができる。いま、たわみ w に関する

支配方程式が(1)で表される直交異方性版を想定する。

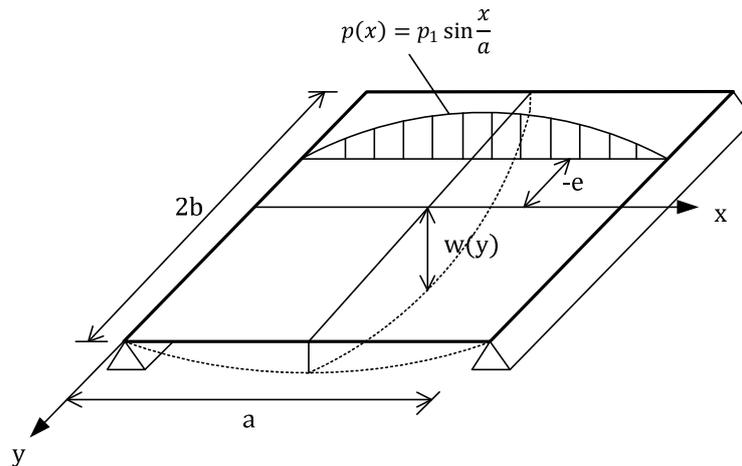


図-6.1.2 直交異方性版のたわみ曲線

このとき、支間長 a 、幅 $2b$ として、 x 軸の中心より偏心量 e の位置に正弦分布する線荷重 $p(x) = p_1 \sin \frac{x}{a}$ が作用した場合、式(6.1.1)よりたわみ曲線の一般式は、式(6.1.12)となる。

$$w(x, y) = W(y) \sin \frac{\pi x}{a} \dots\dots\dots (6.1.12)$$

一方、線荷重 $p(x)$ が幅方向(長さ $2b$)に一様に分布するとしたとき、単位長さあたりの荷重 $p(x)/2b$ によるたわみ量 $w_0(x)$ は以下で表せる。

$$w_0(x) = W_0 \sin \frac{\pi x}{a} \dots\dots\dots (6.1.13)$$

この $w_0(x)$ に対する $w(x, y)$ の比、すなわち、式(6.1.14)を荷重の横分配係数と呼んでいる。

$$K(y) = \frac{w(x, y)}{w_0(x)} = \frac{W(y)}{W_0} \dots\dots\dots (6.1.14)$$

この係数 $K(y)$ を用いれば、各桁位置 y_i でのたわみ $w(x, y_i)$ や曲げモーメント $M_x(x, y_i)$ は、式(6.1.15)及び式(6.1.16)のようにあらわすことができる。

$$w(x, y_i) = K(y_i)w_0(x) \dots\dots\dots (6.1.15)$$

$$M_x(x, y_i) = K(y_i)M_{0x}(x) \dots\dots\dots (6.1.16)$$

ここで、 $w_0(x)$ や $M_{0x}(x)$ は、単位長さあたりの荷重 $p(x)/2b$ によるたわみ及び曲げモーメントであり、単純梁を想定すれば容易に算出できる。

また、横分配係数 K は、以下の要素に左右される。

- i) 横桁に関するパラメータ θ の値
- ii) 剛度係数 γ の値

iii) 線荷重の相対偏心距離 e/b の値

iv) 構造物の注目する点の横方向の相対座標 y/b の値

なお、横桁に関するパラメータ θ は式 (6.1.17) となる。

$$\theta = \frac{b}{a} \sqrt{\frac{B_z}{B_y}} = \frac{b}{a} \sqrt{\frac{J \cdot \lambda}{J_Q \cdot \alpha}} \dots\dots\dots (6.1.17)$$

上記より、横分配係数 K は主として、 γ の値に左右されるが、複雑な関係式から γ の各々の値に対する K_γ を別々に計算しなくてもよいように、以下の式 (6.1.18) が与えられている。

$$K_\gamma = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\gamma} \dots\dots\dots (6.1.18)$$

ここに、横分配係数 K_0 と K_1 は、極値 $\gamma = 0$ 、 $\gamma = 1$ に対する値である。 K_γ を求めるためには、 γ のほかにも θ 、 e/b 、 y/b の値がわかればよい。「付録5 直交異方性版理論における横方向分配係数の表」に θ 、 e/b 、 y/b の値ごとの横分配係数 K_0 と K_1 の値を求める表を示している。

6.2 構造細目

6.2.1 鉄筋の継手

(1) 重ね継手長算定式の根拠

重ね継手長 l の算定式は、以下のとおりで導かれる⁵⁾。

鉄筋の引張応力度に釣り合う付着応力が必要となるため

$$\tau_0 = \frac{A_s \cdot \sigma_s}{u \cdot l} \dots \dots \dots (6.2.1)$$

鉄筋の周長 $u = \pi \Phi$ ，鉄筋の断面積 $A_s = \pi/4 \cdot \Phi^2$ となることから，上式は以下のとおりとなる。

$$\tau_0 = \frac{\sigma_s \Phi}{4l} \dots \dots \dots (6.2.2)$$

この式を変形すると以下の式となる。

$$l = \frac{\sigma_s \Phi}{4\tau_0} \dots \dots \dots (6.2.3)$$

鉄筋の応力度が降伏強度に達したとき，鉄筋が引抜けるか割裂破壊するときの定着長 l_a を想定する。この場合，鉄筋の応力度 σ_s は降伏強度とし，付着応力 τ_0 は付着強度とすればよい。これまでの基準では，それぞれの強度に対して，安全余裕を考慮して許容応力度が用いられている。すなわち， $l = l_a$ ， $\sigma_s = \sigma_{sa}$ ， $\tau_0 = \tau_{0a}$ とすると，式(6.2.4)となる。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa} \Phi}{4\tau_{0a}} \dots \dots \dots (6.2.4)$$

(2) 重ね継手長算定式におけるコンクリート付着応力度の基本値

付着応力度の基本値は，S53 道示Ⅲ編以降は同じ値となっており，Orangun の提案式を 1.7 で除したものと概ね一致する。付着応力度の基本値については，5.1.3(2)に記載している。

(3) 重ね継手長算定式における鉄筋の引張応力度の基本値

重ね継手長又は定着長算定時の基本値は，これまで鉄筋の許容応力度とされていた。衝突時及び地震時の荷重組合せ時の基本値と同じ値として定められていたもので，鉄筋の降伏点に対して安全率 1.7 とした値である。

- ・SD345 の場合 $345 \div 1.7 = 203 \Rightarrow 200 \text{ N/mm}^2$
- ・SD390 の場合 $390 \div 1.7 = 229 \Rightarrow 230 \text{ N/mm}^2$
- ・SD490 の場合 $490 \div 1.7 = 288 \Rightarrow 290 \text{ N/mm}^2$

(4) 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合の横方向鉄筋の配置量

引張鉄筋に重ね継手を用いる場合，継手される鉄筋の引張力によって引張鉄筋に沿って割裂ひび割れを生

じさせる引張力が鉄筋に直交する方向に生じる⁶⁾。引張鉄筋による引抜き力が集中荷重として重ね継手の領域に作用したと仮定すれば、このときその領域には、作用軸に対して直交する方向に作用力の0.3倍に相当する引張力が働く⁷⁾。そのため、これに抵抗するよう継手をする鉄筋に直交する方向に引張鉄筋1本の断面積の0.3倍以上を配置する必要がある。また、参考文献8)では、引張鉄筋1本あたり横方向鉄筋を1/3以上配置して補強すると解説されており、同様の応力状態を想定していると考えられる。

H24 道示Ⅲ編及び平成6年コンクリート道路橋設計便覧では、継手部のD13mm以上を2本以上(2, 3本)配置すればよいとされていた。試算すると鉄筋1本あたり0.3倍の鉄筋量を配置すれば、D13を2, 3本配置の規定を満足する(表-6.2.1参照)。

表-6.2.1 横方向の必要鉄筋量の試算結果

設計基準強度 (N/mm ²)	コンクリートの 付着応力度 (N/mm ²)	重ね継手長(mm)		D13本数 (本)	D13鉄筋 総断面積 (mm ²)	横方向必要鉄筋量 0.3As (mm ²)		
		D13	D32			引張鉄筋 D13の場合	引張鉄筋 D32の場合	
21	1.4	464	1143	3	380.1	>	38.0	238.3
24	1.6	406	1000	3	380.1	>	38.0	238.3
27	1.7	382	941	3	380.1	>	38.0	238.3
30	1.8	361	889	2	253.4	>	38.0	238.3
40	2.0	325	800	2	253.4	>	38.0	238.3
50	2.0	325	800	2	253.4	>	38.0	238.3
60	2.0	325	800	2	253.4	>	38.0	238.3

試算結果より、いずれのコンクリート設計基準強度においても、引張鉄筋を最小D13、最大D32と想定した場合、横方向にD13を2本又は3本配置すれば、横方向鉄筋量は引張鉄筋の0.3倍以上を満足する。これより、従来基準も同様の応力状態を想定したものであったと考えられる。

6.2.2 軸方向力又は曲げモーメントに対する棒部材・版部材の軸方向鉄筋の最小・最大鉄筋量

(1) 0.005b_w・d の根拠及び試算結果

1) 鉄筋降伏とコンクリート引張強度に達する時点において必要となる鉄筋量

最小鉄筋量 $0.005b_w \cdot d$ (断面積の最小鉄筋量 0.5%と同意) は、ひび割れと同時に引張鉄筋が降伏し急激な耐荷力が損失することとならないよう配置する鉄筋量である。よって、鉄筋とコンクリートの引張応力度の関係において、鉄筋とコンクリートの引張応力度が鉄筋降伏とコンクリート引張強度に達する時点において必要となる鉄筋量と考えることができる。

引張鉄筋の配置の関係式

$$A_S = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_{ct}}{2\sigma_{smax}} \dots \dots \dots (6.2.5)$$

σ_{ct} を σ_{ctr} 、 σ_{smax} を σ_{sy} に置き換え、鉄筋比 p_t として表現すると。

$$A_{Smin} = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_{ctr}}{2\sigma_{sy}} \dots \dots \dots (6.2.6)$$

$$p_t = \frac{A_s}{b \cdot x} = \frac{\sigma_{ctr}}{2 \cdot \sigma_{sy}} \quad , \quad \sigma_{ctr} = 0.23 \cdot \sigma_{ck}^{2/3} \dots \dots \dots (6.2.7)$$

式(6.2.7)に対して、鉄筋材質、コンクリート設計基準強度を替えて試算を行った結果を図-6.2.1に示す。試算結果より、SD345以上は最小鉄筋量を0.5%とすることで条件を満足する。

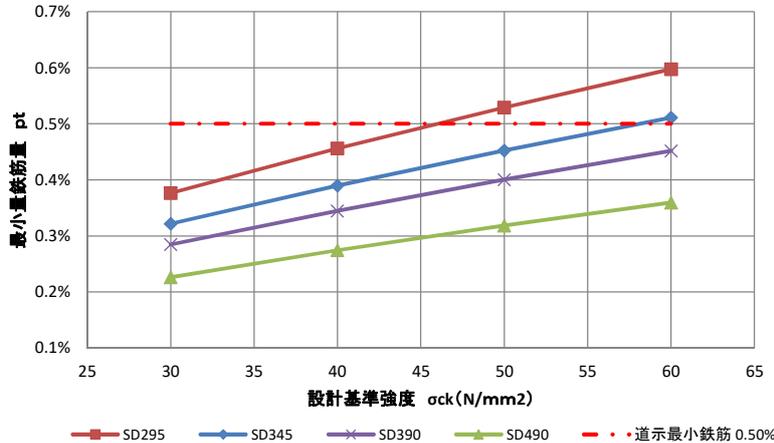


図-6.2.1 軸方向引張鉄筋の最小鉄筋量の試算結果

2) 引張応力度が曲げひび割れ強度に達する時点において必要となる鉄筋量

鉄筋コンクリート部材に曲げモーメントが作用すると曲げひび割れ（支間中央）が発生し、それまでは弾性挙動すると考えられる。曲げひび割れを制限する考え方から、曲げひび割れ発生を制限する鉄筋量を最小鉄筋量と考えることができる。

鉄筋コンクリート部材に曲げモーメントが作用し、引張縁の応力度が、曲げひび割れ強度⁹⁾に達したときに、鉄筋が同時に降伏しないような鉄筋量として以下のとおり試算する。

矩形断面の縁応力度 σ_{bt} から算出される曲げモーメント

$$M = \sigma_{bt} \cdot I_c / y = \sigma_{bt} \cdot \frac{bd^3}{12} \cdot \frac{12}{d} = \sigma_{bt} \cdot \frac{bd^2}{6} \dots \dots \dots (6.2.8)$$

鉄筋の引張応力度 σ_{sy} から算出される曲げモーメント

$$M = \sigma_{sy} \cdot p_t \cdot bd \cdot jd = \sigma_{sy} \cdot p_t \cdot 7/8 \cdot bd^2 \dots \dots \dots (6.2.9)$$

両者が等しいため、

$$p_t = \sigma_{bt} / \sigma_{sy} \cdot 8/7 \div 6 = 0.19 \cdot \sigma_{bt} / \sigma_{sy} \dots \dots \dots (6.2.10)$$

図-6.2.2の検討結果より、SD345以上の鉄筋では、必要鉄筋量は0.3%程度となり0.5%配筋すれば満足する。

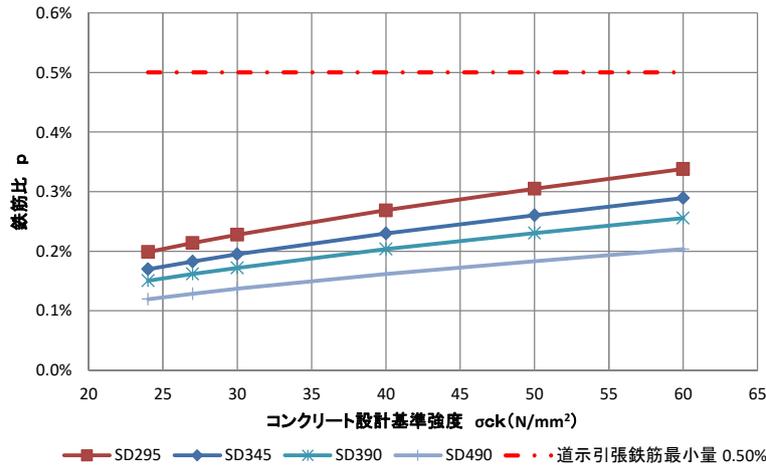


図-6.2.2 軸方向引張鉄筋の最小鉄筋量の試算結果

1) 及び2) の検討より、ひび割れと同時に引張鉄筋が降伏しないようにするためには有効断面積に対して0.5%の鉄筋量を配筋することで満足する。

(2) 釣合い鋼材量と破壊形態

コンクリートの終局ひずみと鉄筋の降伏ひずみが同時に生じる時の鉄筋量を釣り合い鉄筋比という。釣り合い鉄筋比は、鉄筋コンクリート部材の破壊モードをコントロールするための指標となる。鉄筋が降伏してからコンクリートの圧縮破壊が生じる破壊モード（≡曲げ引張破壊）が生じるようにするためには、鉄筋比を釣り合い鉄筋比以下にして部材を設計しなければならない。

通常の鉄筋とコンクリートであれば、鉄筋の降伏ひずみ $\epsilon_y = 1750\mu$ 、コンクリートの圧縮破壊ひずみ $\epsilon'_u = 3500\mu$ 、鉄筋の降伏強度 $\sigma_y = 345\text{N/mm}^2$ 、コンクリートの圧縮強度 $\sigma_{ck} = 24 \sim 60\text{N/mm}^2$ 程度であるので、鉄筋コンクリートはりの釣り合い鉄筋比は $\rho_b = 2 \sim 6\%$ 程度となる。なお、この釣り合い鉄筋比は、曲げモーメントのみを受ける鉄筋コンクリート部材（はりや桁が相当する）について求めたものである。曲げモーメントと軸力を同時に受ける場合には、その組み合わせによって釣り合い鉄筋比（釣り合い破壊の生じる鉄筋比）が変わるため注意が必要である。又、H24 道示IV編の軸方向鉄筋量の最大は、部材全断面積の6%であり、過密配筋に対してコンクリート打設等の施工性も考慮して決まられており、概ね釣り合い鉄筋比と同程度となっている。

曲げ破壊モードには、多少注意が必要である。「曲げ引張破壊」といっても、上部コンクリートの「圧縮破壊」が生じるのである。図-6.2.3は鉄筋コンクリートはりの曲げ破壊モードとM-φ（モーメント-曲率）関係を示している。図中、鉄筋が降伏する前にコンクリートが圧壊する破壊モードを「曲げ圧縮破壊」としている。

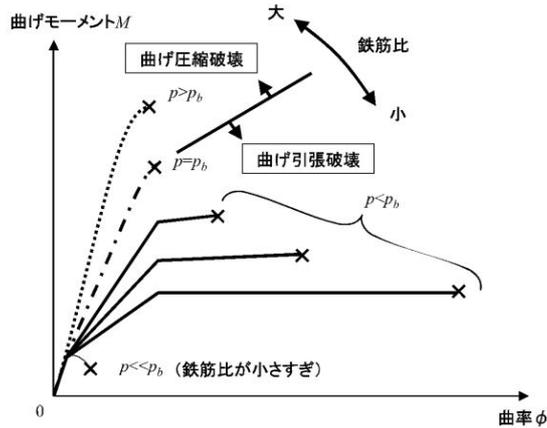


図-6.2.3 RCはりの曲げ破壊モードとM-φ関係

破壊モードが曲げ引張破壊となるのは、終局状態までに大きな変形を遂げる。ねばりのある破壊、靱性的な破壊と形容されることもある。M-φ曲線下の面積は、終局状態までに部材が吸収するエネルギーを表すので、曲げ引張破壊の場合は、エネルギー吸収が大きいといえる。このことは、地震等の大きなエネルギーが作用した場合に、急激に崩壊することなく、外力のエネルギーを吸収することを意味しており、構造物に好ましい性質である。したがって、通常の鉄筋コンクリート部材は、破壊モードがこの曲げ引張破壊となるように、鉄筋比等の諸元が設定される。

ただし、この破壊モードの制御は必ずしもすべての部材に適用されるものではない。例えば、床版などはせん断耐力を確保する目的から、曲げモーメントに対しては曲げ圧縮破壊となるような鉄筋比となっている。原理的には、曲げモーメントに対して靱性的な挙動となるよう制御すべきであるが、例えば集中荷重に対する床版部材としての破壊モードは、曲げ破壊ではなく押抜きせん断破壊となるため、曲げモーメントに対して靱性を確保することに意味がなくなる。そのため、版部材などは、部材挙動として十分な安全性を確保する目的から、釣合い鉄筋比を超える鉄筋を配置している。

なお、「75%以下とする」ことに対しては、過去の実験データ¹⁰⁾から、釣り合い鉄筋比程度としても種々のばらつきにより曲げ圧縮破壊する可能性が高く、釣合い鉄筋比の75%とすることで全数の30%が曲げ圧縮破壊を呈したという事実があることから、非超過確率30%程度の安全余裕を確保するものとして経験的に定められたものと考えられる。

(参考) 釣り合い鉄筋比の試算

軸力が作用しない矩形単鉄筋断面として試算する。コンクリート標準示方書より、釣り合い鉄筋比を式(6.2.11)に示す。釣り合い鉄筋比の75%以下とした場合の、鉄筋比の目安を図-6.2.4に示す。

釣り合い鉄筋比

$$p_{tb} = 0.68 \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} \cdot \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_{sy}} \dots \dots \dots (6.2.11)$$

$$\sigma_{ck} \leq 50 \quad : \quad \epsilon_{cu} = 3500 \mu$$

$$\sigma_{ck} \geq 60 \quad : \quad \epsilon_{cu} = 2500 \mu$$

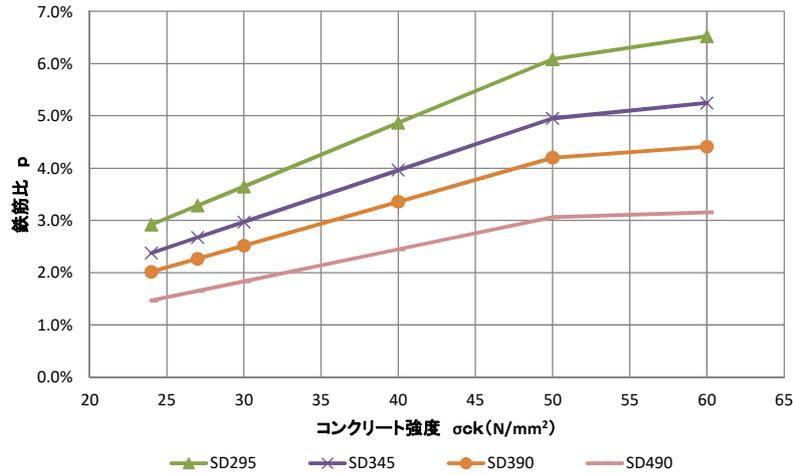


図-6.2.4 軸方向引張鉄筋の最大鉄筋量の試算結果

3) 部材断面0.15%配置に対する過去の経緯と解説

昭和43年プレストレストコンクリート道路橋示方書においてひび割れ防止の観点から m^3 当たり30kg相当を配置する考えが示されていたが、定量的に評価しにくいため、S53道示Ⅲ編において部材断面の0.15%を配置することに変更となった。この経緯について、参考文献11)に解説されており、以下のとおりである。

<p>S43 プレストレストコンクリート道路橋示方書・解説</p>	<p>ポステン部材において乾燥収縮などによるひび割れを抑制するよう、部材の表面近くに$30kg/m^3$以上(在来は$25kg/m^3$以上)の鉄筋を配置することを規定。(条文6.1.5)</p>
<p>S53 道路橋示方書・同解説</p>	<p>乾燥収縮などによるひび割れを抑制するために、最小鋼材量を0.15% ($\approx 30kg/m^3$)以上とした上で、場所打ちPC桁ウェブでは直径13mm以上の鉄筋を300mm以下の間隔で配置すること、打継目付近に鉄筋を配置することを規定。(条文4.2.13)</p>

6.2.3 版部材の軸方向鉄筋量

CEB モデルコード 1976 年 5 月案¹²⁾において、斜引張鉄筋を配置しない場合の終局荷重作用時の許容せん断応力度は次の通りとされている。

$$\tau_a = 0.157\varepsilon(1 + 50p)\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (6.2.12)$$

ここに、

τ_a : 許容せん断応力度 (kgf/cm²)

ε : 板厚による補正係数 (≥ 1.0)

p : 引張鉄筋比 ($p = \frac{A_s}{bd}$)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

H24 道示Ⅲ編に示される許容せん断応力度の値は、上記の式において $\varepsilon = 1.0$ 、 $p = 1.0\%$ とした値の 1/1.7 程度である。

設計荷重時にこの値を満足すれば、終局荷重時も満足できている。そのため、CEB モデルコードによる許容せん断応力度に基づけば、版部材の引張鉄筋比は少なくとも 1%以上配置する必要がある。

6章 参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人土木研究所, (一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会: プレストレストコンクリート橋における初期変状の影響評価と対策に関する共同研究報告書 (その2), 国総研資料第 1046 号, 共同研究報告書第 498 号, 2018. 7
- 2) 金性七, 藤井学, 幸佐賢二, 高西昇二, 樋上登志夫: 場所打ち中空床版橋の解析手法に関する検討, プレストレストコンクリート, Vol. 37 No. 3, pp. 66-72, 1995. 5
- 3) 今村晃久: PC 中空床版橋の設計合理化とスプライス PC 構造の実用化に関する研究, 北海道大学博士論文, 2001.
- 4) 原田健彦, 水田崇志, 横田剛, 白戸真大: PC 道路橋を対象にした一定せん断流パネルを用いた設計モデルに関する検討, 第 27 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 453-456, 2018. 11
- 5) 池田尚治, 小柳洽, 角田與史雄: 土木学会編 新体系土木工学 32 鉄筋コンクリートの力学, 技報堂出版, pp. 143-151, 1982. 11
- 6) 谷川恭雄他: 鉄筋コンクリート構造—理論と設計— (第 3 版), p. 32, 森北出版, 2009. 3
- 7) F・レオンハルト, E・メニッヒ: レオンハルトのコンクリート講座 2 続鉄筋コンクリートの設計, 鹿島出版会, p64, 1984. 7
- 8) 青木重雄, 和田克哉, 青木一二三: 土木学会編 新体系土木工学 44 橋梁下部構造, 技報堂出版, p. 124, 1985. 3
- 9) 土木学会: 2017 年制定コンクリート標準示方書【設計編】, pp. 38-40, 2018. 3
- 10) 柴田拓二: 鉄筋コンクリート部材の脆性破壊時耐力推算式の検討, コンクリート工学, Vol. 18, No. 1, pp. 26-37, 1980. 1
- 11) 日本道路協会 橋梁委員会 示方書小委員会コンクリート橋分科会: 道路橋示方書コンクリート橋の詳説, 橋梁と基礎, Vol. 13, No. 4, pp. 33-99, 1979. 4
- 12) 岡村甫: CEB モデルコードにおけるせん断規定 (案), コンクリート工学, Vol. 14, No. 11, pp. 104-107, 1976.

7章 まとめ

本研究では、コンクリート道路橋の上部構造に関して、性能評価や部分係数設計法の導入に向け、材料強度の特性値やばらつき、部材耐力等のばらつき、及びその前提条件について、従来の規定の背景や既往研究等に基づき調査や試算を行い、さらに、抵抗係数や制限値について検討を行った。本研究により、以下の結果を得た。

(1) 使用材料の調査結果

使用材料の特性について、特性値やばらつきを評価するために既往文献や実績の調査を行った。調査において、コンクリートの圧縮強度やヤング係数、鉄筋の降伏強度、PC鋼材の引張強度は十分なデータ数があり、確率統計量として特性値及びばらつきが得られた。一方、コンクリートのクリープ係数や乾燥収縮度については、現状でばらつきを議論できるだけのデータが揃っていないため、特性値はH24道示I編に示される値とし、ばらつきは過去のデータから取り得る最大値とした。

(2) 応力度制限値に対する調査結果

- 1) 設計の前提条件としての応力度制限値を調査し、プレストレストコンクリート部材においては持続荷重下でH24道示の死荷重時の許容値以下とすれば、コンクリートのクリープ係数・乾燥収縮の特性値の前提条件を満足できることを確認した。また、クリープ・乾燥収縮に対する鉄筋拘束の影響や引張鉄筋に負担させる引張応力度を 210N/mm^2 とするのがよいことを試算により確認した。鉄筋コンクリート部材においては、応力算出時にクリープの影響を考慮するために従来からヤング係数比15とし、実態に対して安全側の設定となっているが、ヤング係数比を変化させても大きな差異が見られない試算結果もあり、ヤング係数比は従来通りとした。
- 2) 耐荷性能の照査に対する応力度制限値を調査し、プレストレストコンクリート部材において、部材全体が弾性挙動する限界（可逆限界）の状態としての応力度制限値を検証した。
- 3) 耐久性能の照査に対する応力度制限値を調査し、持続荷重に対して鉄筋の引張応力度を 100N/mm^2 以下とすれば、コンクリート表面のひび割れ幅が 0.2mm 以下となり、初期に発生するひび割れが抑制できると考えられていることを確認した。また、コンクリート圧縮応力や鉄筋引張応力に対する疲労強度は土木学会式に準じて算出すると、H24道示の疲労に対する許容値より大きくなるため、コンクリート部材はH24道示の許容値を超えなければ疲労の影響が生じにくいことを確認した。
- 4) 施工時の若材齢時の応力度制限値を調査し、材齢に応じた発現強度の5%フラクタイル値かつ設計基準強度以下を圧縮強度の特性値とし、これまでの道示の許容値が確保していた安全率から応力度制限値を検証した。

(3) 耐荷性能に関する部材設計の照査式及び抵抗係数の調査結果

- 1) 部材設計における耐力照査式や特性値の設定の背景を調査し、鉄筋コンクリート部材の降伏曲げモー

メントの特性値算出時には、コンクリートの圧縮応力は設計基準強度の2/3以下とするのがよいとした。押抜きせん断力の特性値については、S61 コンクリート標準示方書に示されている押抜きせん断に関する照査式に対して、実験データにおける統計量から照査式の妥当性を検証した結果、従来の値と同程度であることを確認した。また、現在一般的に使用されているねじりモーメントを受ける部材に関する補強鉄筋の応力度や耐力の特性値に対して、オーストラリアの基準が参考になっていることがわかった。相反応力部材に対しては、これまでの終局荷重の組合せである1.3D+2.5L及び1.0D+2.5Lが相反応力を照査していた荷重組合せであり、これらの組合せにより最大断面力が生じる場合があることを試設計により確認した。

- 2) 2章で調査した特性値やばらつきから耐荷力に影響を及ぼす材料特性のばらつきを整理し、FOSM法により材料変動による耐荷力のばらつきを試算した。また、過去の実験結果と理論式や実験式との関係から耐荷力評価式のばらつきを調査し、材料変動による耐荷力のばらつき及び耐荷力評価式のばらつきから公称ばらつきを設定し、部材設計に関する抵抗係数を試算した。定量化に対して信頼性の高いデータが不足している場合には、公称ばらつきを設定せず、従来安全率の逆数として抵抗係数を試算した。

(4) 接合部の設計の照査式及び抵抗係数の調査結果

- 1) 接合部の設計における耐力照査式や特性値の設定の背景を調査した。合成桁構造における桁と床版の接合部においては、可逆性の範囲はコンクリートの付着で受け持てる範囲とし、付着係数(=付着強度/設計基準強度)の特性値は0.05を想定した。最大耐力はずれ止め鉄筋のダウエル効果による耐力とし、ずれ止め鉄筋として必要な鉄筋量を検証した。また、アンカーボルトによる連結においては、破壊形態ごとに調査し、以下の内容を確認した。

- ① コンクリートのコーン破壊に対して、破壊面の算定方法を検証し、破壊面はアンカーボルト径の2倍に相当する深さから45°とするのがよい。
- ② コンクリートの支圧破壊に対して、支圧破壊におけるせん断耐力の特性値はスタッド相当のダウエル効果によるせん断耐力を想定する。
- ③ コンクリートの付着破壊に対して、従来の規定はOrangunの付着強度を基にしており、付着強度の特性値はH24道示の許容値の1.7倍とするのがよい。

さらに、プレキャストセグメントの接合部においては、既往の実験結果より、内ケーブルの必要鋼材量が30%程度以上あればコンクリートが圧壊後も急激に耐力が失われず、じん性が確保されることを確認した。

- 2) 過去の実験結果と理論式や実験式との関係から耐荷力評価式のばらつきを調査した。そして、2章で整理した材料特性のばらつきと耐荷力評価式のばらつきから公称ばらつきを設定し、接合部の設計に関する抵抗係数を試算した。定量化に対して信頼性の高いデータが不足している場合には、公称ばらつきを設定せず、従来安全率の逆数として抵抗係数を試算した。

(5) 構造の設計の検討及び構造細目の調査結果

- 1) 床版橋の設計について、格子桁理論と版理論による構造解析方法があり、どちらの方法を適用することが正しいかは現状としては示すに至っていないが、モデル化を判断する参考として、格子桁理論を適用する場合の留意事項や、版理論で適用するギオンマソネによる応答算出の概念と横方向分配係数の算出方法について記載した。
- 2) 重ね継手の直角方向に配筋する横方向鉄筋の必要鉄筋量について調査し、D13 を 2～3 本配置すれば、引張鉄筋 1 本の断面積の 0.3 倍以上となることを確認した。また、H24 道示で規定されている最小・最大鉄筋量の根拠を確認した。

【付録】

付録1. コンクリート橋の構造諸元に関する資料

付録2. FOSM 法による材料変動による耐力の試算

付録3. 鉄筋拘束の影響の試算

付録4. 引張鉄筋の応力度制限値の試算

付録5. 直交異方性版理論における横方向分配係数の表

付録6. 確率計算に関する留意事項

付録1 コンクリート橋の構造諸元に関する資料

1.1 調査目的

コンクリート橋の部分係数を算出する際に、対象とする構造諸元の選定をするため、コンクリート橋の建設実績を調査した。

1.2 データ概要

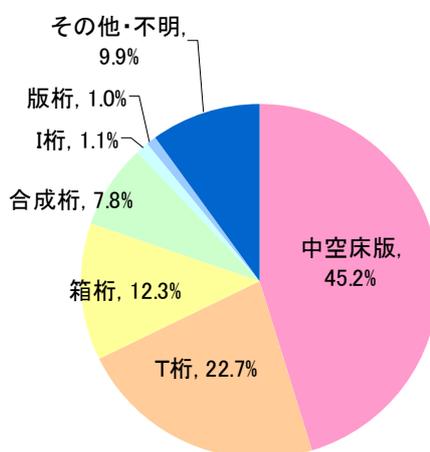
一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会よりご提供頂いた、プレストレストコンクリート道路橋の建設実績のデータベースを参考とした。

調査は、完工年度を平成18～20年度までの3年間分のプレストレストコンクリート道路橋（総橋梁数2647橋）を対象とした。また、上部工の形式は多種多様に渡っているため、大分類、中分類、小分類の順に整理することとした。大分類は主桁断面形状、中分類は施工方式や架設方法と橋梁形式、小分類は支間長である。

1.3 調査結果

1.3.1 大分類

主桁断面形状別の内訳を付図-1.3.1に示す。中空床版が最も多く45.2%を占め、続いてT桁、箱桁、合成桁の順の割合であった。

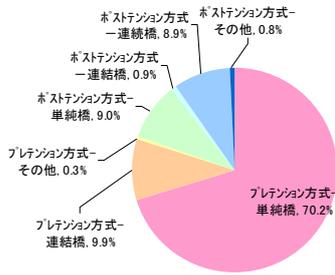


付図-1.3.1 主桁断面形状別内訳(2647橋)

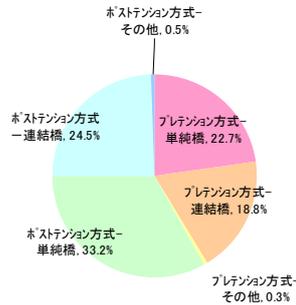
1.3.2 中分類

付図-1.3.1に示す主桁断面形状の割合が高い中空床版、T桁、箱桁に対し、施工方式、架設方法、橋梁形式別に分類を行った。中空床版の分類を付図-1.3.2に、T桁の分類を付図-1.3.3に、箱桁の分類を付図-1.3.4にそれぞれ示す。中空床版は、プレテンション方式-単純橋が70.2%と圧倒的に占め、続いて、プレテンション方式-連結橋、ポストテンション方式-単純橋の順であった。T桁は、ポストテンション方式-単純橋が33.2%を占め、続いて、ポストテンション方式-連結橋、プレテンション方式の単純橋の順であった。箱桁橋は、張

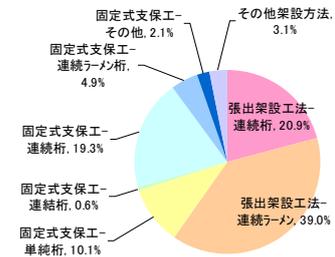
出架設工法-連続ラーメン橋が39.0%を占め、張出架設工法-連続桁、固定支保工-連続桁の順であった。



付図-1.3.2 中空床版内訳(1196 橋)



付図-1.3.3 T桁内訳(600 橋)

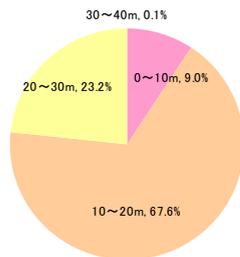


付図-1.3.4 箱桁内訳(326 橋)

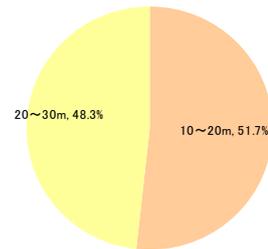
1.3.3 小分類

1.3.2 で分類した代表的な橋梁形式において、さらに支間長別に分類を行った。

中空床版の代表的な4つの形式の支間長割合を、付図-1.3.5~付図-1.3.8に示した。プレテンション形式では支間長20m以下の場合に多く用いられ、ポストテンション形式では、支間長20m以上の場合に多く用いられる傾向にある。



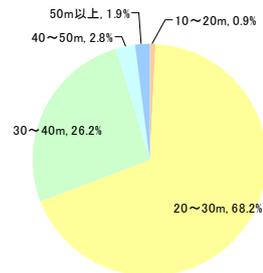
付図-1.3.5 中空床版-プレテンション方式-単純橋 支間長別内訳 (840 橋, 平均 16.3m)



付図-1.3.6 中空床版-プレテンション方式-連続橋 最大支間長別内訳 (118 橋, 平均 19.5m)

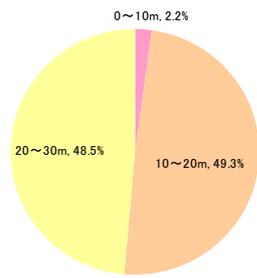


付図-1.3.7 中空床版-ポストテンション方式-単純橋 支間別内訳 (108 橋, 平均 28.8m)

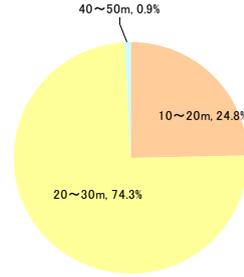


付図-1.3.8 中空床版-ポストテンション方式-連続橋 最大支間長別内訳 (107 橋, 平均 29.0m)

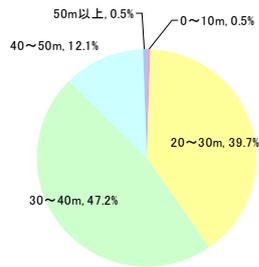
T桁の代表的な4つの形式の支間長割合を、付図-1.3.9~付図-1.3.12に示した。プレテンション形式では支間長30m以下の場合に多く用いられ、ポストテンション形式では、支間長30m以上の場合に多く用いられる傾向にある。



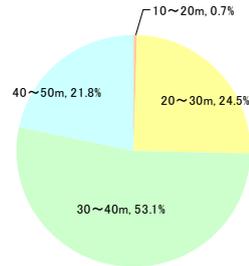
付図-1.3.9 T桁-プレテンション方式
-単純橋 支間別内訳
(136 橋, 平均 19.8m)



付図-1.3.10 T桁-プレテンション方式
-連結橋 最大支間別内訳
(113 橋, 平均 21.6m)



付図-1.3.11 T桁-ポストテンション方式
-単純橋 支間別内訳
(199 橋, 平均 32.3m)



付図-1.3.12 T桁-ポストテンション方式
-連結橋 最大支間別内訳
(147 橋, 平均 34.9m)

付録2 FOSM 法による材料変動による耐力の試算

2.1 検討概要

2.1.1 検討内容

H24 道示Ⅲ編に従って設計されたコンクリート橋の主方向を対象に試算を行った。本検討は橋梁形式及び支間長を変えた標準的な橋梁 25 橋を対象とし、材料・施工のばらつきを考慮して耐力の評価を行った。本検討で取り扱った照査項目は、道示Ⅲにおける曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の終局荷重作用時における破壊抵抗曲げモーメントの照査（以下、曲げ耐力）及びせん断力が作用する部材の終局荷重作用時における斜引張破壊に対する照査（以下、斜引張破壊に対する耐力）とし、照査部位は断面力が卓越する箇所（支間中央、支点部、1/4 支間等）とした。抵抗側の設定において曲げ耐力については、ほぼ理論的に算出可能であるため、材料・施工のばらつきを考慮した。一方、斜引張破壊に対する耐力は、過去の実験値から式のばらつきを評価し取り入れるとともに、併せて材料・施工のばらつきも考慮した。耐力のばらつきの評価には、曲げ耐力及び斜引張破壊ともに FOSM 法を用いた。

2.1.2 検討対象

(1) 検討対象橋梁

付表-2.1.1 に検討の対象とした橋梁形式の一覧表を、付図-2.1.1 に対象橋梁の断面図を示す。橋梁形式は、「付録1 コンクリート橋の構造諸元に関する資料」に示す通り、近年のプレストレストコンクリート橋の建設実績から、上位の割合を占める桁形状を選定し、それに見合う支間長を設定した。なお、幅員構成は全て同一としている。

中空床版橋では、構造形式による影響を把握するために、RC 構造(a20)、PRC 構造(b20)、PC 構造(c20)と変えたケースを設定した。支間長は、RC 構造の限界と思われる一律 20m としたため、PC 構造においては、付録1 の平均の支間長よりやや小さい値となっている。

T 桁橋では、中空床版橋との比較用に単純桁の支間長 20m(d20)を設定し、さらに連続橋による支間の影響を把握するために、PC 連結ポステン橋の支間長を 20m(e20)、30m(e30)、40m(e40)を変化させたケースを設定した。支間長は、付録1 の平均の支間長を考慮して決定した。

箱桁橋では、支点条件の影響が懸念されるため、連続橋と連続ラーメン橋を分けて設定し、連続箱桁橋では、最大支間長を 40m(f40)、80m(f80)、120m(f120)と変えたケースを、連続ラーメン橋では、最大支間長を 80m(g80)、120m(g120)と変えたケースを設定した。なお、いずれも径間数は3 径間、施工方法は、張出架設工法とした。最大支間長は、付録1 に示す建設実績より、平均的な最大支間長 80m を設定し、全体を網羅できるように連続橋では 80±40m を、ラーメン橋では 80+40m を設定した。また、側径間長は、最大支間長を目安に個別に設定した。

また、線形条件は、全ての橋梁において直橋(斜角 90 度)とした。

付表-2.1.1 検討ケース

構造形式			中央径間の 支間長 (m)	9	18	20	24	30	40	45	80	120
RC	単純	中空床版		-	-	a20	-	-	-	-	-	-
PRC				-	-	b20	-	-	-	-	-	-
				-	-	c20	-	-	-	-	-	-
PC	単純	ポステンT桁		-	-	d20	-	-	-	-	-	-
			連結	-	-	e20 ^{※1}	-	e30 ^{※1}	e40 ^{※1}	-	-	-
	連続	箱桁	-	-	-	-	-	-	f40 ^{※2}	-	f80 ^{※3}	f120 ^{※4}
		ラーメン箱桁	-	-	-	-	-	-	-	-	g80 ^{※3}	g120 ^{※4}
	単純	プレテン床版		h9	-	-	h24	-	-	-	-	-
			連結	-	-	-	i24 ^{※1}	-	-	-	-	-
	単純	プレテンT桁		-	-	j18	j24	-	-	-	-	-
			連結	-	-	k18 ^{※1}	k24 ^{※1}	-	-	-	-	-
	単純	バルブT桁 ^{※5}		-	-	-	-	-	-	l45	-	-
			連結	-	-	-	-	-	-	m45 ^{※1}	-	-
	単純	コンボ桁 ^{※5}		-	-	-	-	n30	-	n45	-	-
			連結	-	-	-	-	o30 ^{※1}	-	o45 ^{※1}	-	-

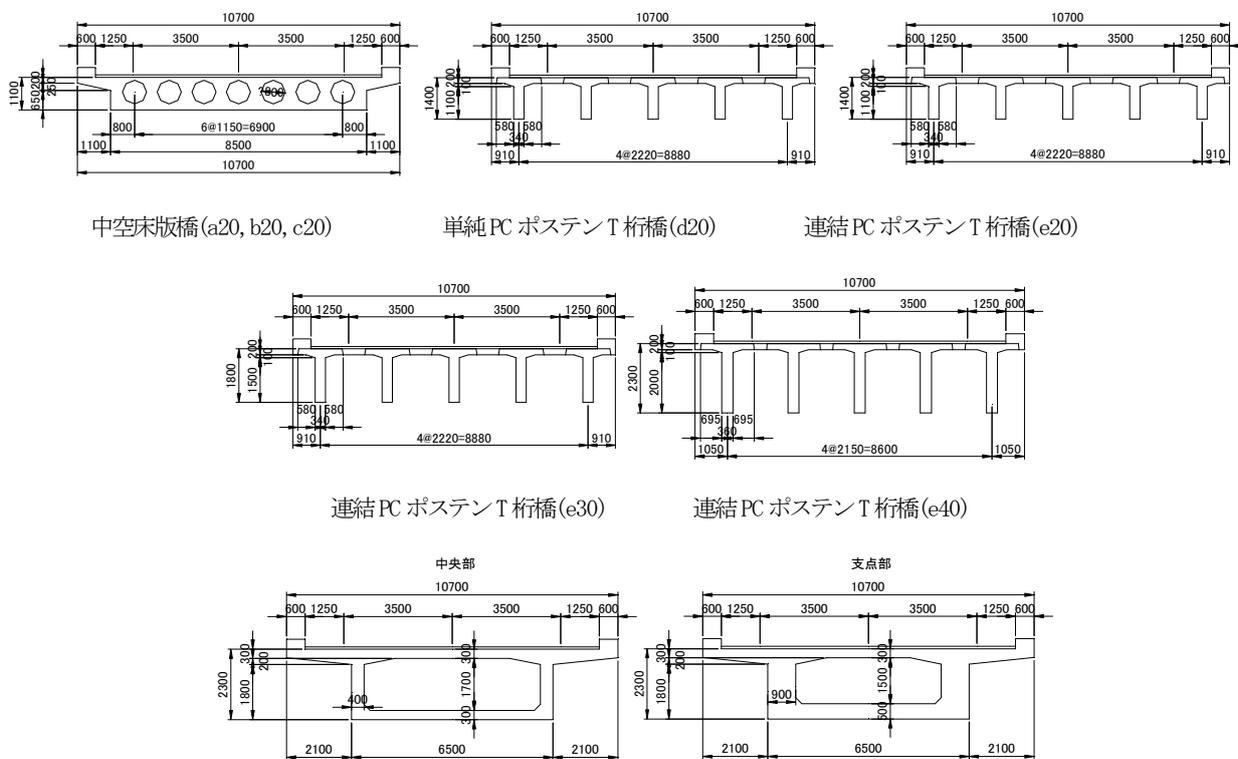
※1：連結桁は、中央径間と側径間を等径間として3径間とする。

※2：支間割は3@40mとする。

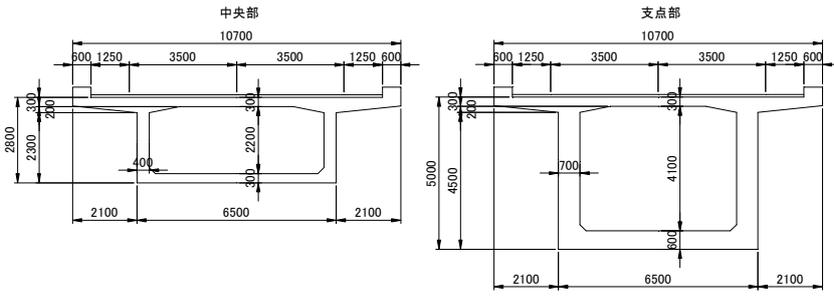
※3：支間割は40m+80m+40mとする。

※4：支間割は80m+120m+80mとする。

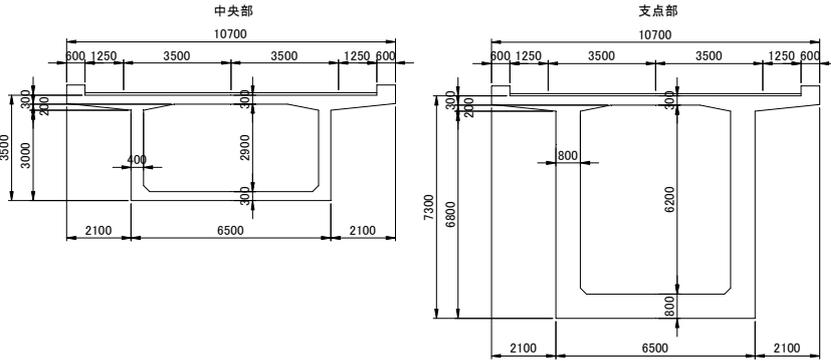
※5：セグメント方式とする。



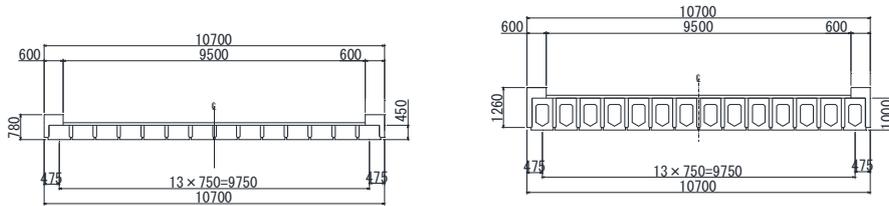
付図-2.1.1 対象橋梁断面図



PC 連続箱桁橋, PC 連続ラーメン橋 (f80, g80)

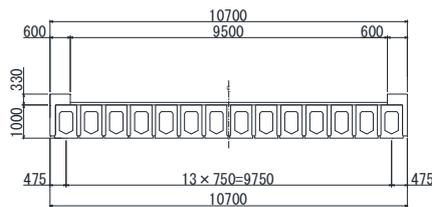


PC 連続箱桁橋, PC 連続ラーメン橋 (f120, g120)

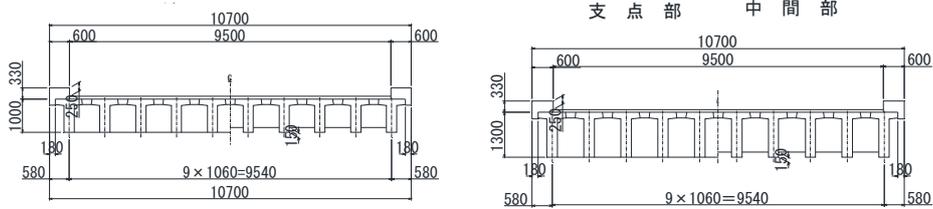


単純PCプレテンスラブ桁橋 (h9)

単純PCプレテンホロー桁橋 (h24)



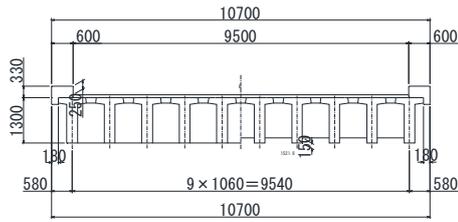
連結PCプレテンホロー桁橋 (i24)



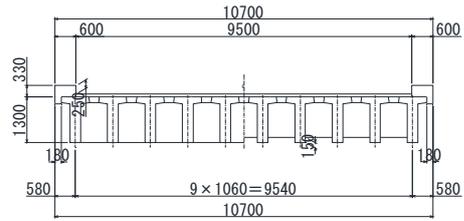
単純PCプレテンT桁橋 (j18)

単純PCプレテンT桁橋 (j24)

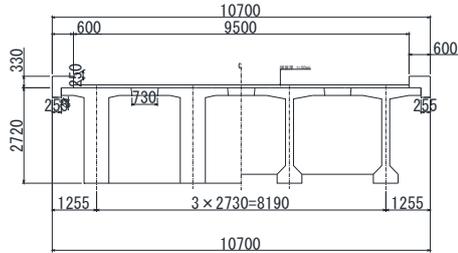
付図-2.1.1 対象橋梁断面図



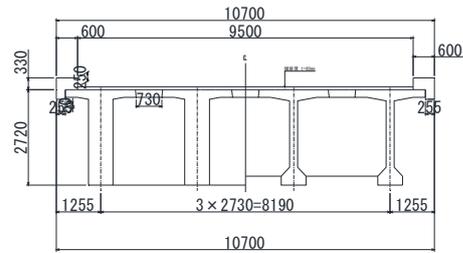
連結PCプレテンT桁橋(k18)



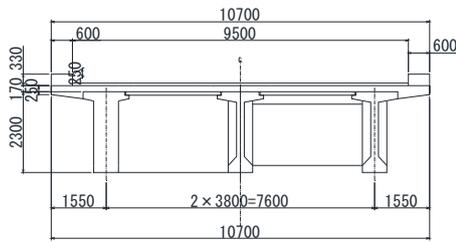
連結PCプレテンT桁橋(k24)



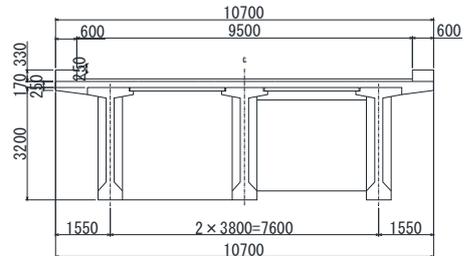
単純PCハルブT桁橋(145)



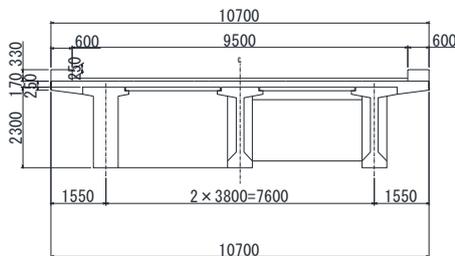
連結PCハルブT桁橋(m45)



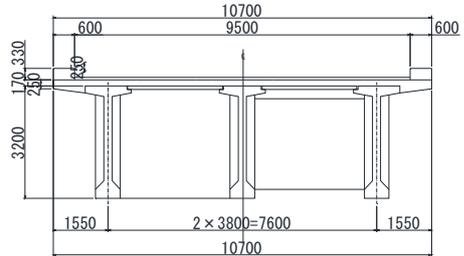
単純PCコンボ橋(n30)



単純PCコンボ橋(n45)



連結PCコンボ橋(o30)



連結PCコンボ橋(o45)

付図-2.1.1 対象橋梁断面図

(2) 照査部位及び照査項目

照査対象部位は、それぞれの橋種において各断面力が卓越する箇所とし、付表-2.1.2にそれぞれ示す。

付表-2.1.2 照査部位および照査項目

構造形式	記号	照査部位	照査項目
中空床版	a20,b20,c20	支間中央	破壊抵抗曲げモーメントの照査
		端支点 ^{※1}	斜め引張破壊に対する耐力の照査
単純ボステンT桁	d20	支間中央	破壊抵抗曲げモーメントの照査
		端支点 ^{※1}	斜め引張破壊に対する耐力の照査
連結ボステンT桁	e20,e30,e40	側径間(断面力最大箇所) 中間支点 ^{※2} 中央径間支間中央	破壊抵抗曲げモーメントの照査
		端支点 ^{※1} 中間支点	斜め引張破壊に対する耐力の照査
連続箱桁	f40,f80,f120	側径間(断面力最大箇所) 中間支点 ^{※2} 中央径間支間中央	破壊抵抗曲げモーメントの照査
		端支点 ^{※1} 側径間 1/4 点 ^{※3} 中間支点中央径間側 ^{※4}	斜め引張破壊に対する耐力の照査
連続ラーメン箱桁	g80,g120	側径間(断面力最大箇所) 中間支点 ^{※2} 中央径間支間中央	破壊抵抗曲げモーメントの照査
		端支点 ^{※1} 側径間 1/4 点 ^{※3} 中間支点中央径間側 ^{※4}	斜め引張破壊に対する耐力の照査
単純プレテン床版	h9,h24	支間中央	破壊抵抗曲げモーメントの照査
		端支点 ^{※1}	斜め引張破壊に対する耐力の照査
連結プレテン床版	i24	側径間(断面力最大箇所) 中間支点 ^{※2} 中央径間支間中央	破壊抵抗曲げモーメントの照査
		端支点 ^{※1} 中間支点	斜め引張破壊に対する耐力の照査
単純プレテンT桁	j18,j24	支間中央	破壊抵抗曲げモーメントの照査
		端支点 ^{※1}	斜め引張破壊に対する耐力の照査
連結プレテンT桁	k18,k24	側径間(断面力最大箇所) 中間支点 ^{※2} 中央径間支間中央	破壊抵抗曲げモーメントの照査
		端支点 ^{※1} 中間支点	斜め引張破壊に対する耐力の照査
単純バルブT桁	l45	支間中央	破壊抵抗曲げモーメントの照査
		端支点 ^{※1}	斜め引張破壊に対する耐力の照査
連結バルブT桁	m45	側径間(断面力最大箇所) 中間支点 ^{※2} 中央径間支間中央	破壊抵抗曲げモーメントの照査
		端支点 ^{※1} 中間支点	斜め引張破壊に対する耐力の照査
単純コンポ橋	n30,n45	支間中央	破壊抵抗曲げモーメントの照査
		端支点 ^{※1}	斜め引張破壊に対する耐力の照査
連結コンポ橋	o30,o45	側径間(断面力最大箇所) 中間支点 ^{※2} 中央径間支間中央	破壊抵抗曲げモーメントの照査
		端支点 ^{※1} 中間支点	斜め引張破壊に対する耐力の照査

※1 支点部から支間側へ $h/2$ (h :桁高)移動させた位置

※2 中間支点部において橋脚面における断面力が卓越する側

※3 中間支点から側径間側へ側径間部の1/4の長さ移動させた位置

※4 中間支点から中央径間側へ $h/2$ (h :桁高)移動させた位置(以下、中支中と呼ぶ)

2.2 許容応力度法に基づく断面決定

2.2.1 使用材料及び荷重条件

使用材料は、既往の実績に倣って付表-2.2.1に示す通りとした。

付表-2.2.1 使用材料

構造・橋種		コンクリートの 設計基準強度 (N/mm ²)	鉄筋 (JIS G 3536)	PC 鋼材 (JIS G 3112)
RC 構造	a20	24	SD345	-
	e20,e30,e40 の連 結部	30		
PC 構造	場所打ち桁	40	SD345	SWPR7 SWPR19
	プレキャスト桁	50 (横桁・間詰め・床版 30)	SD345	SWPR7

許容応力度法における荷重条件は、H24 道示Ⅲ編の終局荷重作用時の組合せによるものとし、死荷重(D)、活荷重(L)、衝撃(I)、プレストレス力(PS)、コンクリートのクリープの影響(CR)、コンクリートの乾燥収縮の影響(SH)を考慮して、次の荷重組合せとした。

- ① $1.3D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)$
- ② $1.0D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)$
- ③ $1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)$

なお、部材の斜め引張破壊に対する耐力の照査では、必要最小ウェブ厚決定のために道示Ⅲの設計荷重時組合せ(D, D+L, D+L+T)も使用している。

2.2.2 設計方法

試設計では、(1)、(2)に示す手順にしたがい、曲げ耐力および降伏曲げモーメントの照査用モデルと斜引張破壊に対する耐力照査用モデルの設計を行い、断面決定をした。

(1) 曲げ耐力および降伏曲げモーメントの照査用モデルの作成

曲げ耐力の照査用モデルは、H24 道示Ⅲ編 4.2.4における曲げ耐力のみの耐力変動を把握するために、曲げ耐力が終局荷重による断面力相当になるように鋼材やその配置を決定した。詳細は以下の手順による。

- 1) 既往の実績から設定した各断面形状から、解析モデルを作成する。
- 2) 鋼材の配置を仮定する。
- 3) 死荷重、活荷重、衝撃の影響によって生じる断面力を算出する。併せて、2.2.1に示したH24 道示Ⅲ編の終局荷重作用時の荷重組合せにおける断面力を算出する。
- 4) H24 道示Ⅲ編の終局荷重作用時の荷重組合せで最大(最小)となる断面力に対して、部材の曲げ耐力が同等程度になることを確認する。乖離がある場合は2)へ戻り、鋼材を変更する。

ただし、b20(単純PRC中空床版橋)については、下縁側鉄筋をD22@125として、終局荷重作用時を満足する最小PC鋼材量を配置した。fシリーズ(連続箱桁橋)、gシリーズ(連続ラーメン箱桁橋)は、架設時に必要な内ケーブル本数を配置し、終局荷重作用時を満足する外ケーブルの最小鋼材量を配置した。また、内・外ケーブル配置については、主方向について限定しているため、横方向の配置等は考慮していない。

降伏曲げモーメントに関しては、H24 道示Ⅲ編で照査項目としていないため、照査用モデルの作成ではこの指標の照査を行っていない。

(2) せん断力が作用する部材の斜引張破壊に対する耐力の照査

斜引張破壊に対する耐力の照査用モデルは、H24 道示Ⅲ編 4.3.4(3)における部材の斜引張破壊に対する耐力のみの耐力変動を把握するため、(1)で作成した曲げ耐力の照査用モデルにおいて、設計荷重時における斜引張応力度照査を行ってウェブ厚を最小化し、斜引張破壊に対する耐力が終局荷重による断面力相当になるようにせん断補強鉄筋量を決定した。詳細は以下の手順による。

- 1) (1)で設定した断面および鋼材配置を設定した解析モデルにおいて、せん断力が卓越する箇所で、H24 道示Ⅲ編の設計荷重時の照査(PC構造:斜引張応力度の照査, RC構造:せん断補強鉄筋の照査)およびH24 道示Ⅲ編の6章の構造細目(最小ウェブ厚を除く)を遵守できる範囲内で、できるだけウェブ厚を小さく設定する。
- 2) 死荷重, 活荷重, 衝撃の影響によって生じる断面力を算出する。併せて、2.2.1に示した道示Ⅲの終局荷重作用時の荷重組合せにおける断面力を算出する。
- 3) H24 道示Ⅲ編の終局荷重作用時の荷重組合せで最大(最小)となる断面力に対して、部材の斜引張破壊に対する耐力が上回るために必要な最小限のせん断補強鉄筋量を算出し、鉄筋配置を決定する。

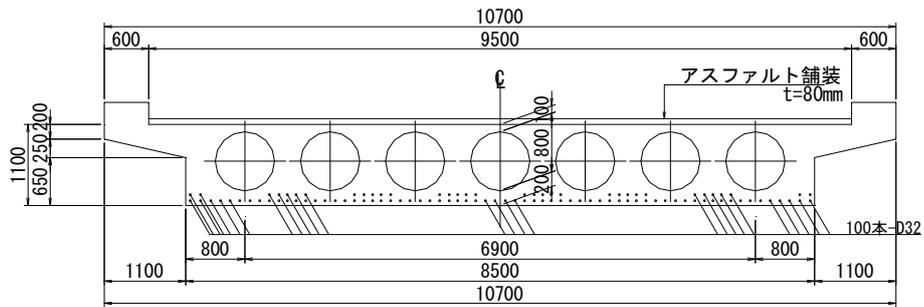
2.2.3 設計結果

付表-2.1.1 に示した各検討ケースについて、2.2.2 の設計方法に基づいて設計した結果をまとめる。

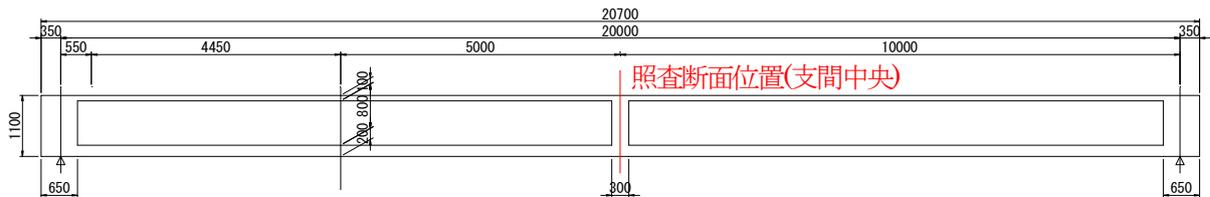
(1) 曲げ耐力および降伏曲げモーメント照査用モデル

1) 単純RC 中空床版橋 (a20)

付図-2.2.1 に上部工図を、付表-2.2.2 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(支間中央)



(b) 側面図

付図-2.2.1 上部工図

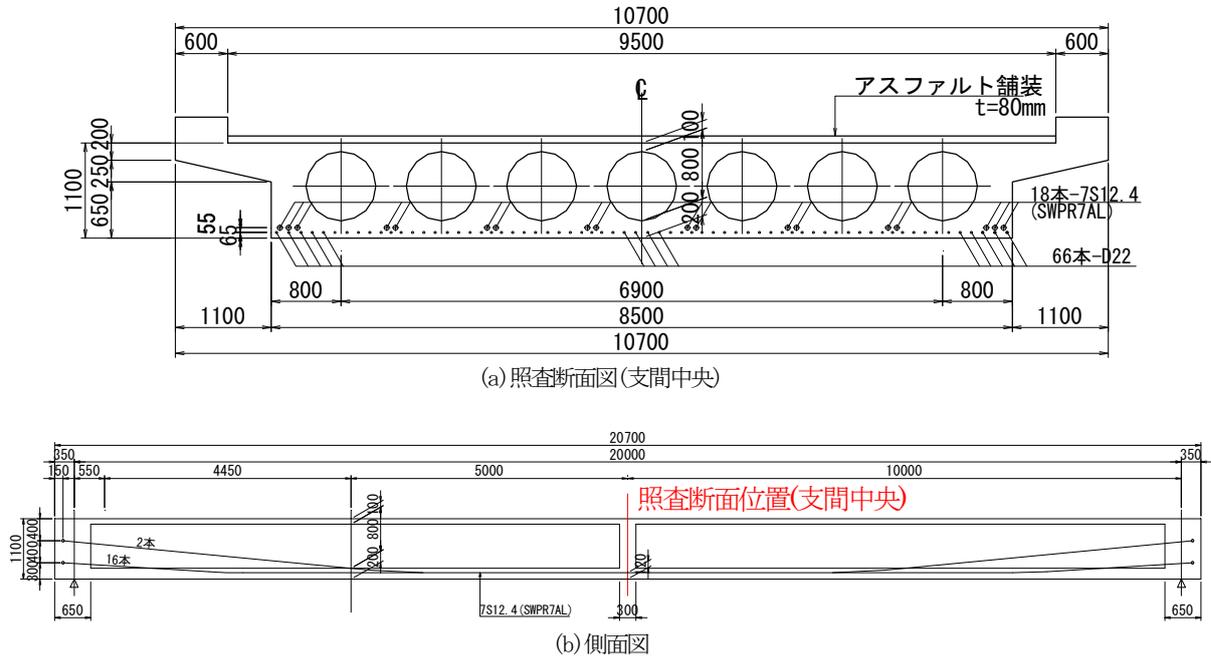
付表-2.2.2 断面計算結果

計算諸元	圧縮強度	N/mm ²	24.0		
	ヤング係数	N/mm ²	2.50×10 ⁴		
	クリープ係数	—	2.60		
	ブレ減少 乾燥収縮度	—	200×10 ⁻⁶		
	不静定 乾燥収縮度	—	150×10 ⁻⁶		
	有効高	鉄筋	鋼材1	mm	1035
	PC鋼材引張強度	N/mm ²	—		
	鉄筋降伏耐力	N/mm ²	345		

作用断面力	死荷重	主桁自重	M _{d1}	kN・m	8133.57
		橋面荷重	M _{d3}	kN・m	1407.27
		計	M _d	kN・m	9540.84
	活荷重	活荷重最大	M _{imax}	kN・m	4125.00
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	0.00
		採用値	M _i	kN・m	4125.00
	衝撃	活荷重最大	M _{imax}	kN・m	721.88
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	0.00
		採用値	M _i	kN・m	721.88
		クリープ	M _{CR}	kN・m	0.00
	乾燥収縮	M _{SH}	kN・m	0.00	
終局荷重 作用時断面力		1.3D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	24520.29	
		1.0D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	21658.04	
		1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	24459.12	
		採用値	M _u	kN・m	24520.29
鉄筋 下縁側		径	—	D32	
		本数	本	100	
		総断面積	mm ²	79420.0	
破壊抵抗曲げモーメント		中立軸	mm	161	
		M _r	kN・m	25841.98	
曲げ破壊安全度	M _r /M _u	—	1.054		

2) 単純PRC 中空床版橋 (b20)

付図-2.2.2 に上部工図を、付表-2.2.3 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(支間中央)

(b) 側面図

付図-2.2.2 上部工図

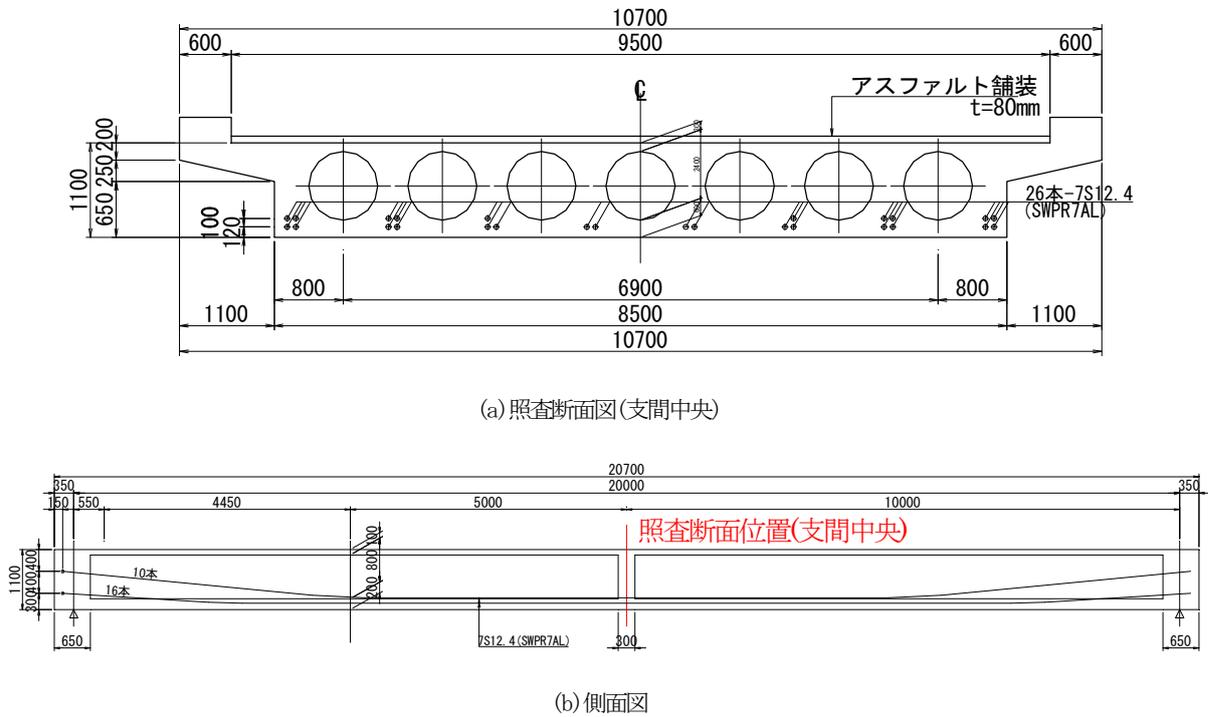
付表-2.2.3 断面計算結果

計算諸元			
圧縮強度	N/mm ²		40.0
ヤング係数	N/mm ²		3.10×10^4
クリープ係数	—		2.60
プレ減少乾燥収縮度	—		200×10^{-6}
不静定乾燥収縮度	—		150×10^{-6}
有効高	鋼材	PC鋼材	mm
	隅心位置	鉄筋	mm
PC鋼材引張強度	N/mm ²		1700
鉄筋降伏耐力	N/mm ²		345

作用断面力	断面力		M(kN・m)	N(kN)	
	死荷重	主桁自重	M_{d1}	kN・m	8133.57
橋面荷重		M_{d2}	kN・m	1407.27	0.00
計		M_d	kN・m	9540.84	0.00
活荷重	活荷重最大	M_{imax}	kN・m	4125.75	0.00
	活荷重最小	M_{imin}	kN・m	0.00	0.00
	採用値	M_i	kN・m	4125.75	0.00
衝撃	活荷重最大	M_{imax}	kN・m	915.92	0.00
	活荷重最小	M_{imin}	kN・m	0.00	0.00
	採用値	M_i	kN・m	915.92	0.00
鉄筋拘束力	M_{Rb}	kN・m	406.47	-834.55	
クリープ	M_{CR}	kN・m	0.00	0.00	
乾燥収縮	M_{SH}	kN・m	0.00	0.00	
終局荷重 作用時断面力	$1.3D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)$	kN・m	25413.74	-834.55	
	$1.0D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)$	kN・m	22551.49	-834.55	
	$1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)$	kN・m	25196.74	-834.55	
	採用値	M_u	kN・m	25413.74	-834.55
プレストレス	初期引張応力度	σ_{pi}	N/mm ²	1250	
	直後プレストレス	σ_{pt}	N/mm ²	1159	
	有効プレストレス	σ_{pe}	N/mm ²	1104	
PC鋼材量	使用鋼材種別	—	7S12.4(SWPR7AL)		
	鋼材本数	—	18		
	1本当り断面積	mm ²	650.3		
	総断面積	mm ²	11705.4		
鉄筋	下縁側	鉄筋径	—	D22	
		本数	本	66	
		総断面積	mm ²	25548.6	
破壊抵抗曲げモーメント	中立軸	mm	90		
	M_r	kN・m	25820.94		
曲げ破壊安全度	M_r/M_u	—	1.016		

3) 単純PC 中空床版橋 (c20)

付図-2.2.3 に上部工図を, 付表-2.2.4 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(支間中央)

(b) 側面図

付図-2.2.3 上部工図

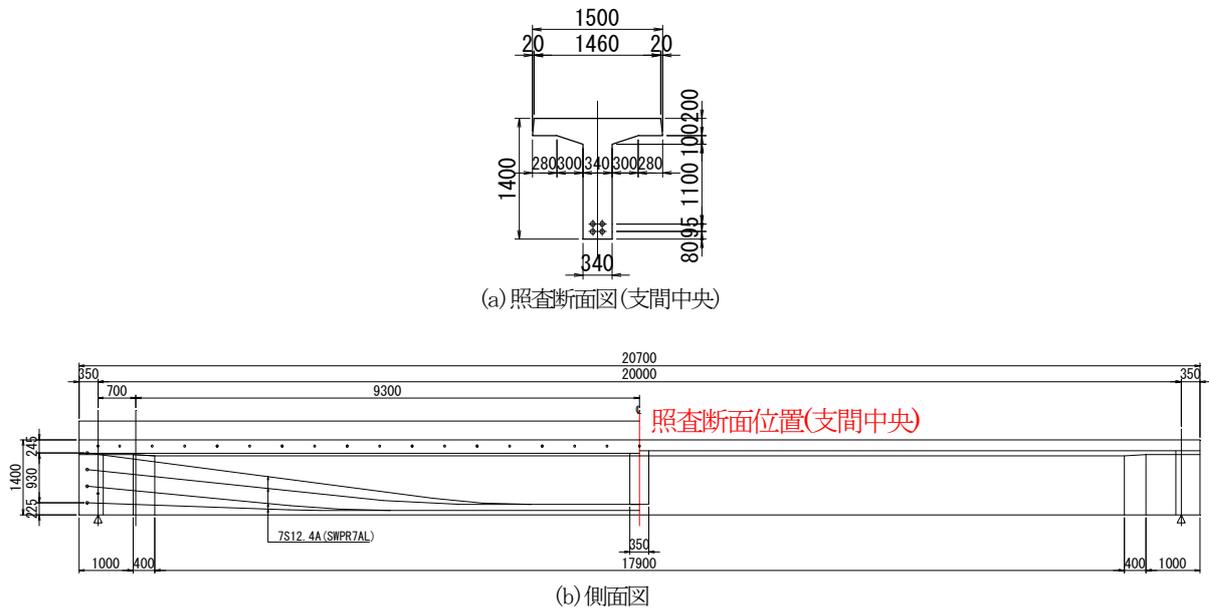
付表-2.2.4 断面計算結果

計算諸元	圧縮強度	N/mm^2	40.0	
	ヤング係数	N/mm^2	3.10×10^4	
	クリープ係数	-	2.60	
	プレ減少乾燥収縮度	-	200×10^{-6}	
	不静定乾燥収縮度	-	150×10^{-6}	
	有効高	PC鋼材図心位置	mm	980
	PC鋼材引張強度	N/mm^2	1700	
	鉄筋降伏耐力	N/mm^2	345	

作用断面力	死荷重	主桁自重	M_{d1}	$kN \cdot m$	8133.57
		橋面荷重	M_{d2}	$kN \cdot m$	1407.27
		計	M_d	$kN \cdot m$	9540.84
	活荷重	活荷重最大	M_{imax}	$kN \cdot m$	4125.75
		活荷重最小	M_{imin}	$kN \cdot m$	0.00
		採用値	M_i	$kN \cdot m$	4125.75
	衝撃	活荷重最大	M_{imax}	$kN \cdot m$	915.92
		活荷重最小	M_{imin}	$kN \cdot m$	0.00
		採用値	M_i	$kN \cdot m$	915.92
		クリープ	M_{CR}	$kN \cdot m$	0.00
	乾燥収縮	M_{SH}	$kN \cdot m$	0.00	
終局荷重 作用時断面力		$1.3D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)$	$kN \cdot m$	25007.27	
		$1.0D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)$	$kN \cdot m$	22145.02	
		$1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)$	$kN \cdot m$	24790.27	
	採用値	M_u	$kN \cdot m$	25007.27	
プレストレス	初期引張応力度	σ_{pi}	N/mm^2	1250	
	直後プレストレス	σ_{pt}	N/mm^2	1152	
	有効プレストレス	σ_{pe}	N/mm^2	1058	
	PC鋼材量	使用鋼材種別	-	-	7S12.4 (SWPR7AL)
鋼材本数		-	-	26.00	
1本当り断面積		mm^2	-	650.30	
総断面積		mm^2	-	16907.80	
破壊抵抗曲げモーメント	中立軸	mm	-	91	
	M_r	$kN \cdot m$	-	25187.56	
曲げ破壊安全度	M_r/M_u	-	-	1.01	

4) 単純ポステンT桁橋 (d20)

付図-2.2.4 に上部工図を, 付表-2.2.5 に断面計算結果を示す。



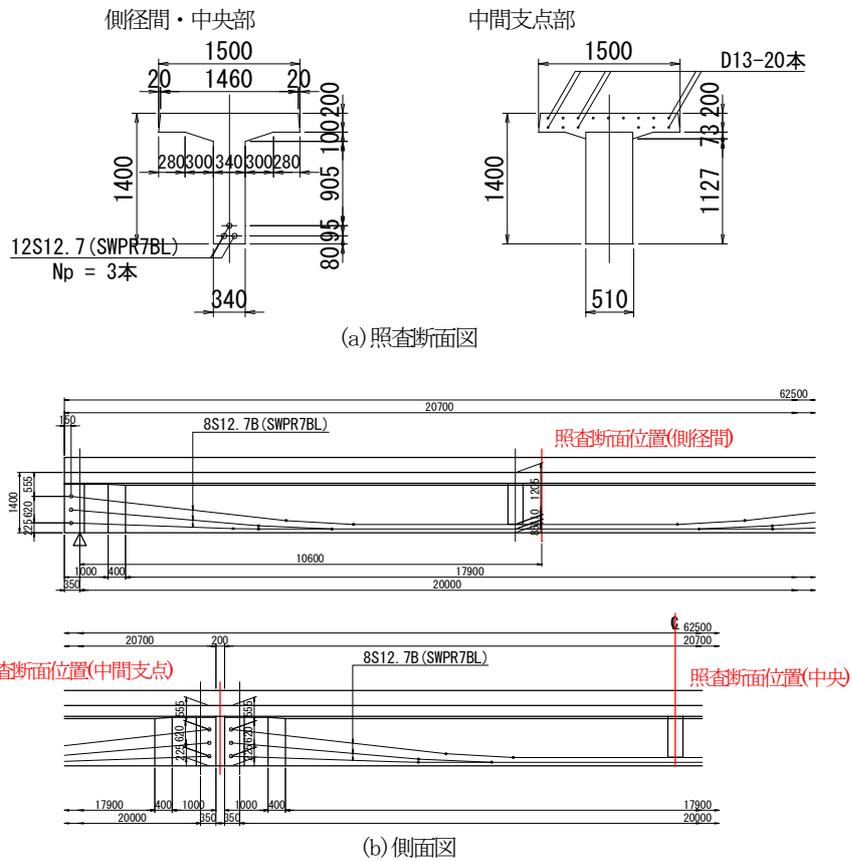
付図-2.2.4 上部工図

付表-2.2.5 断面計算結果

計算諸元	圧縮強度	N/mm ²	40.0	作用断面力	主桁自重	M _{d1}	kN・m	903.21	
	ヤング係数	N/mm ²	3.10×10 ⁴		場所打ち自重	M _{d2}	kN・m	130.31	
	クリープ係数	-	2.60		橋面荷重	M _{d3}	kN・m	311.50	
	プレ減少乾燥収縮度	-	200×10 ⁻⁶		計	M _d	kN・m	1345.02	
	不静定乾燥収縮度	-	150×10 ⁻⁶		活荷重最大	M _{imax}	kN・m	1080.13	
	有効高	PC鋼材 鋼材1	mm		1225	活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-79.82
	図心位置 鋼材2	mm	1320		採用値	M _i	kN・m	1080.13	
	PC鋼材引張強度	N/mm ²	1700		衝撃	活荷重最大	M _{imax}	kN・m	240.76
						活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-17.79
						採用値	M _i	kN・m	240.76
				クリープ	M _{CR}	kN・m	0.00		
				乾燥収縮	M _{SH}	kN・m	0.00		
				終局荷重	1.3D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	5050.75		
				作用時断面力	1.0D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	4647.25		
					1.7D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	4532.05		
					採用値	M _u	kN・m	5050.75	
				プレストレス	初期引張応力度	σ _{pi}	N/mm ²	1240	
					直後プレストレス	σ _{pt}	N/mm ²	1059	
					有効プレストレス	σ _{pe}	N/mm ²	887	
				PC鋼材量	使用鋼材種別	-		7S12.4 (SWPR7A)	
					鋼材本数	-		4	
					1本当り断面積	mm ²		650.3	
					総断面積	mm ²		2601.2	
				破壊抵抗曲げモーメント	中立軸	m		0.1010	
					M _r	kN・m		5060.76	
				曲げ破壊安全度	M _r /M _u	-		1.002	

5) 連結ポステンT桁橋 (e20)

付図-2.2.5に上部工図を、付表-2.2.6に断面計算結果を示す。



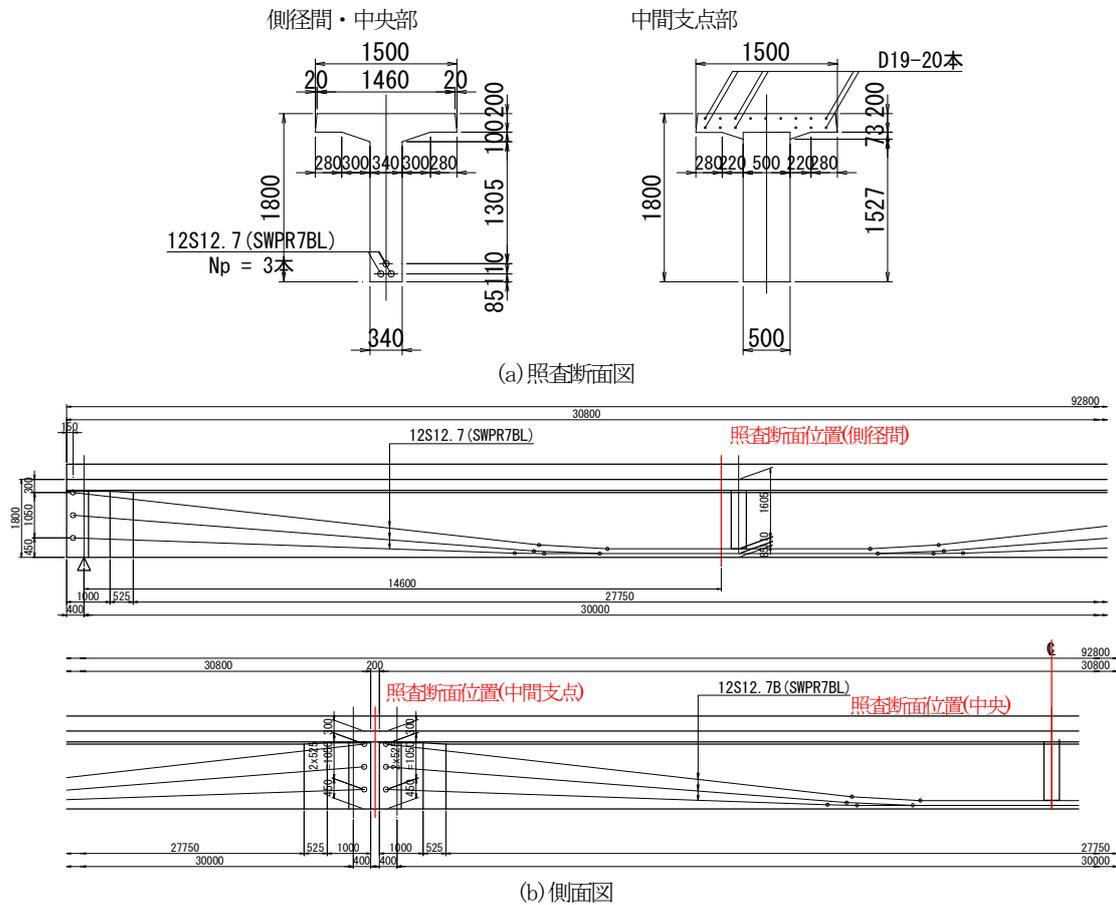
付図-2.2.5 上部工図

付表-2.2.6 断面計算結果

照査部位		側径間	中間支点	中央			
計算諸元	圧縮強度	N/mm ²	40.0	30.0	40.0		
	ヤング係数	N/mm ²	3.10×10 ⁴				
	クリープ係数	-	2.60				
	プレ減少乾燥収縮度	-	200×10 ⁻⁶				
	不静定乾燥収縮度	-	150×10 ⁻⁶				
	有効高	PC鋼材	mm	1278	-	1278	
	関心位置	鉄筋	mm	-	93	-	
		PC鋼材引張強度	N/mm ²	1850			
		鉄筋降伏耐力	N/mm ²	345			
	作用断面力	死荷重	主桁自重	M _{d1}	kN・m	901.38	0.00
場所打ち自重			M _{d2}	kN・m	129.54	0.00	130.31
橋面荷重			M _{d3}	kN・m	202.18	-275.12	92.27
計			M _d	kN・m	1233.10	-275.12	1125.79
活荷重		活荷重最大	M _{imax}	kN・m	819.27	143.36	661.61
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-199.96	-664.26	-245.11
		採用値	M _i	kN・m	819.27	-664.26	661.61
衝撃		活荷重最大	M _{imax}	kN・m	181.88	31.83	146.88
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-44.39	-147.46	-54.41
		採用値	M _i	kN・m	181.88	-147.46	146.88
		クリープ	M _{CR}	kN・m	699.78	1292.86	1246.41
		乾燥収縮	M _{SH}	kN・m	0.00	0.00	0.00
終局荷重 作用時断面力		1.3D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	4805.69	-1094.10	4731.16	
		1.0D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	4435.76	-1011.56	4393.43	
		1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	4498.01	-554.77	4534.69	
	採用値	M _u	kN・m	4805.69	-1094.10	4731.16	
プレストレス	初期引張応力度	σ _{pi}	N/mm ²	1380	-	1380	
		直後プレストレス	σ _{pt}	N/mm ²	1193	-	1196
		有効プレストレス	σ _{pe}	N/mm ²	1002	-	997
	PC鋼材量	使用鋼材種別	-	8S12.7 (SWPR7BL)	-	8S12.7 (SWPR7BL)	
		鋼材本数	本	3	-	3	
		1本当り断面積	mm ²	789.7	-	789.7	
		総断面積	mm ²	2369.0	-	2369.0	
鉄筋	上縁側	鉄筋径	-	-	D13	-	
		本数	本	-	20	-	
		総断面積	mm ²	-	2534.0	-	
破壊抵抗曲げモーメント	中立軸	mm	100	64	100		
	M _r	kN・m	5041.06	-1119.56	5041.06		
	曲げ破壊安全度	M _r /M _u	-	1.049	1.023	1.066	

6) 連結ポステンT桁橋 (e30)

付図-2.2.6に上部工図を、付表-2.2.7に断面計算結果を示す。



付図-2.2.6 上部工図

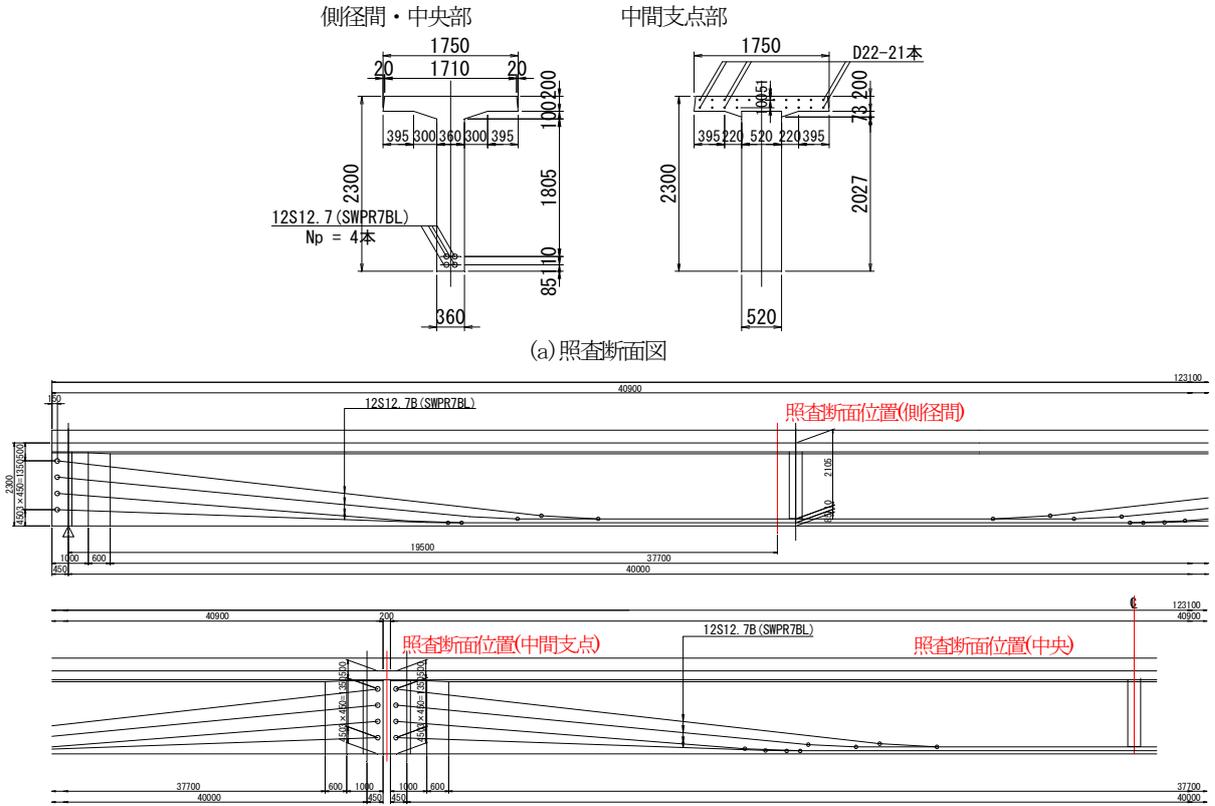
付表-2.2.7 断面計算結果

照査部位		側径間	中間支点	中央	
圧縮強度	N/mm ²	40.0	30.0	40.0	
ヤング係数	N/mm ²	3.10×10 ⁴			
クリープ係数	—	2.60			
プレ減少乾燥収縮度	—	200×10 ⁻⁶			
不静定乾燥収縮度	—	150×10 ⁻⁶			
有効高	PC鋼材	mm	1678	—	1678
	鉄筋	mm	—	94	—
PC鋼材引張強度		N/mm ²	1850		
鉄筋降伏耐力		N/mm ²	345		

		側径間	中間支点	中央			
作用断面力	死荷重	主桁自重	M _{d1}	kN・m	2405.59	0.00	2405.72
		場所打ち自重	M _{d2}	kN・m	287.58	0.00	287.63
		橋面荷重	M _{d3}	kN・m	444.51	-586.27	182.73
	計	M _d	kN・m	3137.68	-586.27	2876.08	
	活荷重	活荷重最大	M _{imax}	kN・m	1580.21	296.23	1282.70
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-392.62	-1314.12	-501.12
		採用値	M _i	kN・m	1580.21	-1314.12	1282.70
	衝撃	活荷重最大	M _{imax}	kN・m	287.60	53.91	233.45
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-71.46	-239.17	-91.20
		採用値	M _i	kN・m	287.60	-239.17	233.45
クリープ		M _{CR}	kN・m	724.94	1411.37	1361.95	
乾燥収縮		M _{SH}	kN・m	0.00	0.00	0.00	
終局荷重作用時断面力	1.3D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)		kN・m	9473.45	-3234.01	8891.23	
	1.0D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)		kN・m	8532.15	-3058.13	8028.41	
	1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)		kN・m	9234.27	-2225.88	8828.74	
	採用値	M _u	kN・m	9473.45	-3234.01	8891.23	
プレストレス	初期引張応力度		σ _{pi}	N/mm ²	1380	—	1380
	直後プレストレス		σ _{pt}	N/mm ²	1236	—	1236
	有効プレストレス		σ _{pe}	N/mm ²	1045	—	1034
PC鋼材量	使用鋼材種別		—	12S12.7 (SWPR7BL)	—	12S12.7 (SWPR7BL)	
	鋼材本数		本	3	—	3	
	1本当り断面積		mm ²	1184.5	—	1184.5	
	総断面積		mm ²	3553.6	—	3553.6	
鉄筋	上縁側	鉄筋径		—	D19	—	
		本数		本	—	20	—
		総断面積		mm ²	—	5730.0	—
破壊抵抗曲げモーメント		中立軸	mm	149	144	149	
		M _r	kN・m	9880.47	-3254.52	9880.47	
曲げ破壊安全度		M _r /M _u	—	1.043	1.006	1.111	

7) 連結ポステンT桁橋 (e40)

付図-2.2.7に上部工図を、付表-2.2.8に断面計算結果を示す。



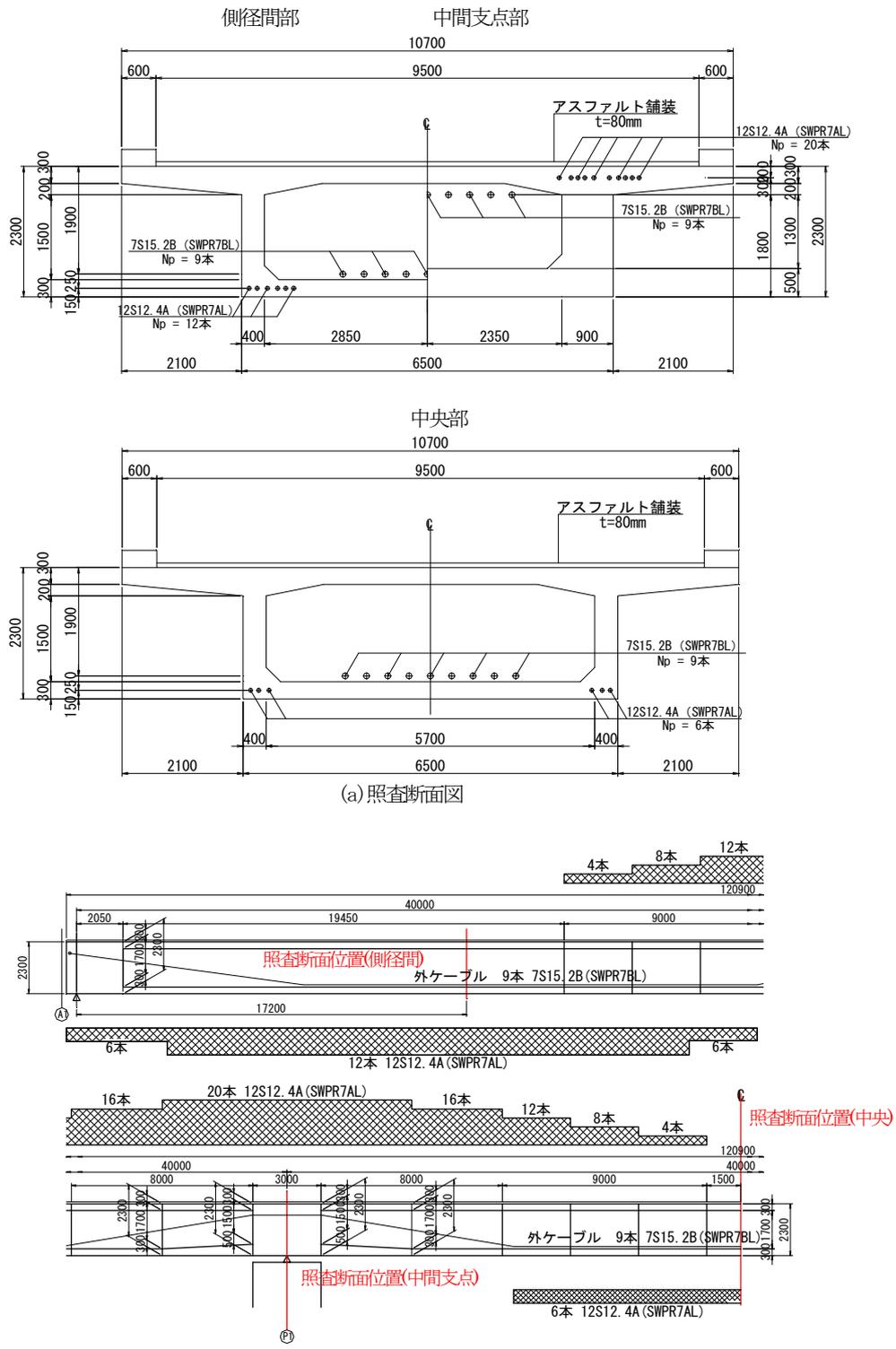
付図-2.2.7 上部工図

付表-2.2.8 断面計算結果

		側径間	中間支点	中央			
計算諸元	圧縮強度	N/mm ²	40.0	30.0	40.0		
	ヤング係数	N/mm ²	3.10×10 ⁴				
	クリープ係数	-	2.60				
	プレ減少乾燥収縮度	-	200×10 ⁻⁶				
	不静定乾燥収縮度	-	150×10 ⁻⁶				
	有効高	PC鋼材	mm	2160	-	2160	
		鉄筋	mm	-	94	-	
		PC鋼材引張強度	N/mm ²	1850			
		鉄筋降伏耐力	N/mm ²	345			
	作用断面力	死荷重	主桁自重	M _{d1}	kN・m	5557.51	0.00
場所打ち自重			M _{d2}	kN・m	308.67	0.00	303.04
橋面荷重			M _{d3}	kN・m	792.26	-1035.42	309.93
計			M _d	kN・m	6658.44	-1035.42	6172.54
活荷重		活荷重最大	M _{imax}	kN・m	2490.06	483.35	2022.35
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-628.98	-2107.93	-841.79
		採用値	M _i	kN・m	2490.06	-2107.93	2022.35
衝撃		活荷重最大	M _{imax}	kN・m	383.47	74.44	311.44
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-96.86	-324.62	-129.63
		採用値	M _i	kN・m	383.47	-324.62	311.44
クリープ		M _{CR}	kN・m	843.18	1672.84	1626.25	
乾燥収縮		M _{SH}	kN・m	0.00	0.00	0.00	
終局荷重作用時断面力		1.3D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	16682.98	-5754.58	15485.03	
		1.0D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	14685.45	-5443.96	13633.27	
		1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	17047.53	-4222.71	16087.01	
	採用値	M _u	kN・m	17047.53	-5754.58	16087.01	
プレストレス	初期引張応力度	σ _{pi}	N/mm ²	1330	-	1330	
	直後プレストレス	σ _{pt}	N/mm ²	1175	-	1174	
	有効プレストレス	σ _{pe}	N/mm ²	1038	-	1025	
PC鋼材量	使用鋼材種別	-	12S12.7 (SWPR7BL)	-	12S12.7 (SWPR7BL)		
	鋼材本数	本	4	-	4		
	1本当り断面積	mm ²	1184.5	-	1184.5		
	総断面積	mm ²	4738.1	-	4738.1		
鉄筋	上縁側	鉄筋径	-	D22	-		
		本数	本	21	-		
		総断面積	mm ²	-	8129.1	-	
破壊抵抗曲げモーメント	中立軸	mm	170	196	170		
	M _r	kN・m	17029.00	-5958.14	17029.00		
曲げ破壊安全度	M _r /M _u	-	0.999	1.035	1.059		

8) PC 連続箱桁橋(f40)

付図-2.2.8 に上部工図を、付表-2.2.9 に断面計算結果を示す。



付図-2.2.8 上部工図

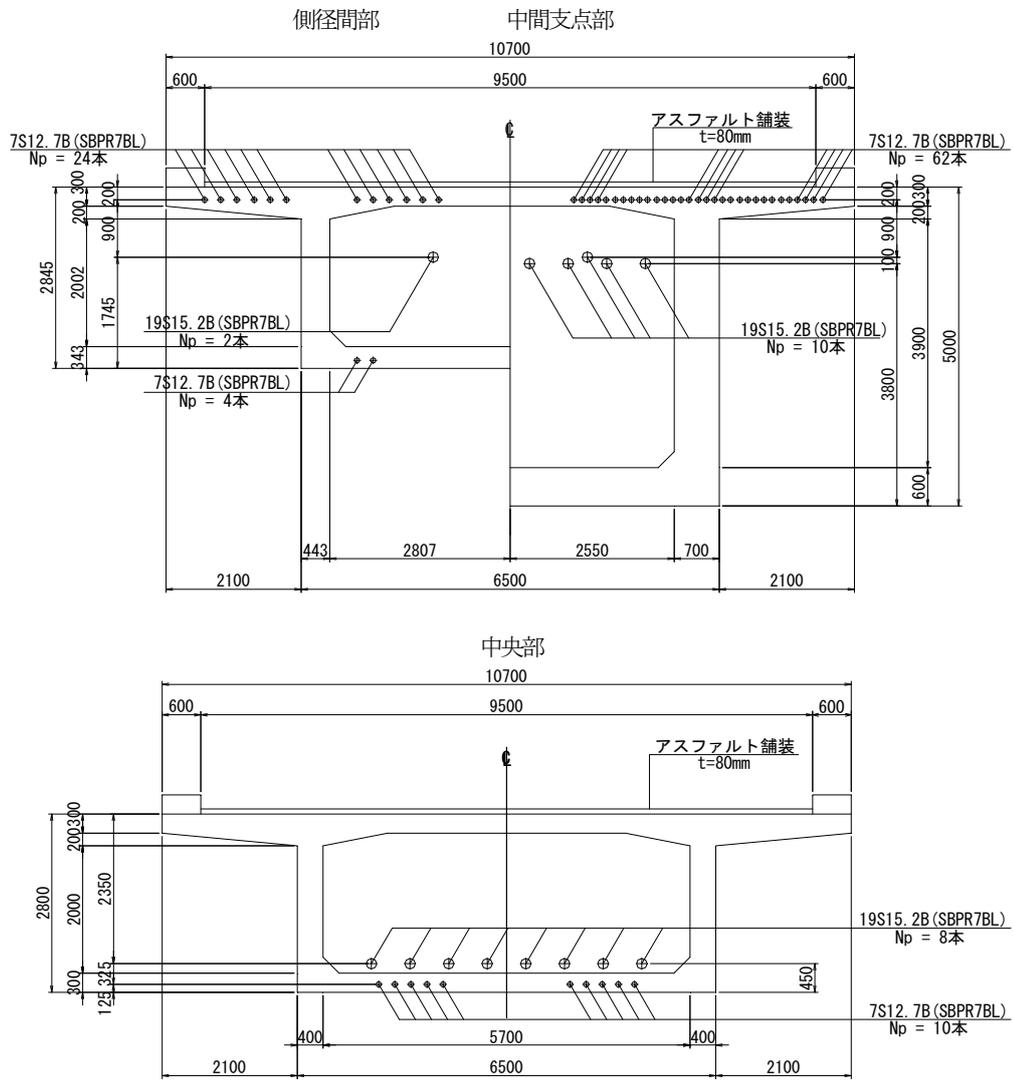
付表-2.2.9 断面計算結果

計算諸元	圧縮強度		N/mm ²	40.0			
	ヤング係数		N/mm ²	3.10×10 ⁴			
	クリープ係数		-	2.60			
	プレ減少乾燥収縮度		-	200×10 ⁻⁶			
	不静定乾燥収縮度		-	150×10 ⁻⁶			
	PC鋼材 図心位置	内ケーブル	上縁側	mm	-	200	-
			下縁側	mm	2150	-	2150
		外ケーブル	mm	1900	500	1900	
	PC鋼材 引張強度	内ケーブル	N/mm ²	1700			
		外ケーブル	N/mm ²	1850			
鉄筋降伏耐力		N/mm ²	345				

照査部位				側径間		中間支点		中央		
断面力				M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	
作用断面力	死荷重	主桁自重	M _{d1}	kN・m	17794.43	0.00	-36816.68	0.00	-3736.99	0.00
		橋面荷重	M _{d2}	kN・m	3530.23	0.00	-4248.00	0.00	999.55	0.00
		計	M _d	kN・m	21324.67	0.00	-41064.68	0.00	-2737.45	0.00
	活荷重	活荷重最大	M _{imax}	kN・m	9415.66	0.00	1555.12	0.00	7403.21	0.00
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-1954.27	0.00	-8153.58	0.00	-3298.40	0.00
		採用値	M _i	kN・m	9415.66	0.00	-8153.58	0.00	7403.21	0.00
	衝撃	活荷重最大	M _{imax}	kN・m	1448.56	0.00	239.25	0.00	1138.96	0.00
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-300.66	0.00	-1254.40	0.00	-507.45	0.00
		採用値	M _i	kN・m	1448.56	0.00	-1254.40	0.00	1138.96	0.00
	プレ2次	内ケーブル	M _{PS1}	kN・m	3240.54	-38.20	7536.14	-57.31	7536.14	-57.31
		外ケーブル	M _{PS2}	kN・m	2912.92	-49.09	6774.24	-98.74	6774.24	-98.74
		計	M _{PS}	kN・m	6153.46	-87.29	14310.38	-156.06	14310.38	-156.06
	クリープ	死荷重	M _{CR1}	kN・m	3977.49	0.00	9177.71	0.00	9249.98	0.00
		プレ2次	M _{CR2}	kN・m	-4825.94	-310.47	-11223.12	-655.97	-11223.12	-655.97
計		M _{CR}	kN・m	-848.45	-310.47	-2045.41	-655.97	-1973.15	-655.97	
乾燥収縮		M _{SH}	kN・m	0.00	-134.04	0.00	-289.82	0.00	-289.82	
温度変化		M _{T+}	kN・m	0.00	178.72	0.00	386.42	0.00	386.42	
		M _{T-}	kN・m	0.00	-178.72	0.00	-386.42	0.00	-386.42	
終局荷重 作用時断面力	1.3D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)		kN・m	60187.63	-531.80	-64639.07	-1101.85	30133.97	-1101.85	
	1.0D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)		kN・m	53790.23	-531.80	-52319.67	-1101.85	30955.20	-1101.85	
	1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)		kN・m	60026.12	-531.80	-73538.56	-1101.85	22205.26	-1101.85	
	採用値		M _u	kN・m	60187.63	-531.80	-73538.56	-1101.85	30955.20	-1101.85
プレストレス 内ケーブル	緊張端緊張応力度		σ _{pi}	N/mm ²	1250	1250	1250	1250	1250	
	直後プレストレス		σ _{pt}	N/mm ²	1056	1082	1082	1043	1043	
	有効プレストレス		σ _{pe}	N/mm ²	963	988	988	951	951	
	PC鋼材量	使用鋼材種別		-	12S12.4A(SWPR7AL)					
		鋼材本数		-	12	20	20	6	6	
1本当り断面積		mm ²	1114.8	1114.8	1114.8	1114.8	1114.8			
総断面積		mm ²	13377.6	22296.0	22296.0	6688.8	6688.8			
プレストレス 外ケーブル	緊張端緊張応力度		σ _{pi}	N/mm ²	1200	1200	1200	1200	1200	
	直後プレストレス		σ _{pt}	N/mm ²	1173	1065	1065	939	939	
	有効プレストレス		σ _{pe}	N/mm ²	1077	970	970	851	851	
	PC鋼材量	使用鋼材種別		-	7S15.2B(SWPR7BL)					
		鋼材本数		-	9	9	9	9	9	
1本当り断面積		mm ²	970.9	970.9	970.9	970.9	970.9			
総断面積		mm ²	8738.1	8738.1	8738.1	8738.1	8738.1			
破壊抵抗曲げモーメント		中立軸	mm	102	238	238	57	57		
曲げ破壊安全度		M _r	kN・m	61593.58	-83680.34	-83680.34	35458.76	35458.76		
		M _r /M _u	-	1.023	1.138	1.138	1.145	1.145		

9) PC 連続箱桁橋 (f80)

付図-2.2.9 に上部工図を、付表-2.2.10 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図

付図-2.2.9 上部工図(1)

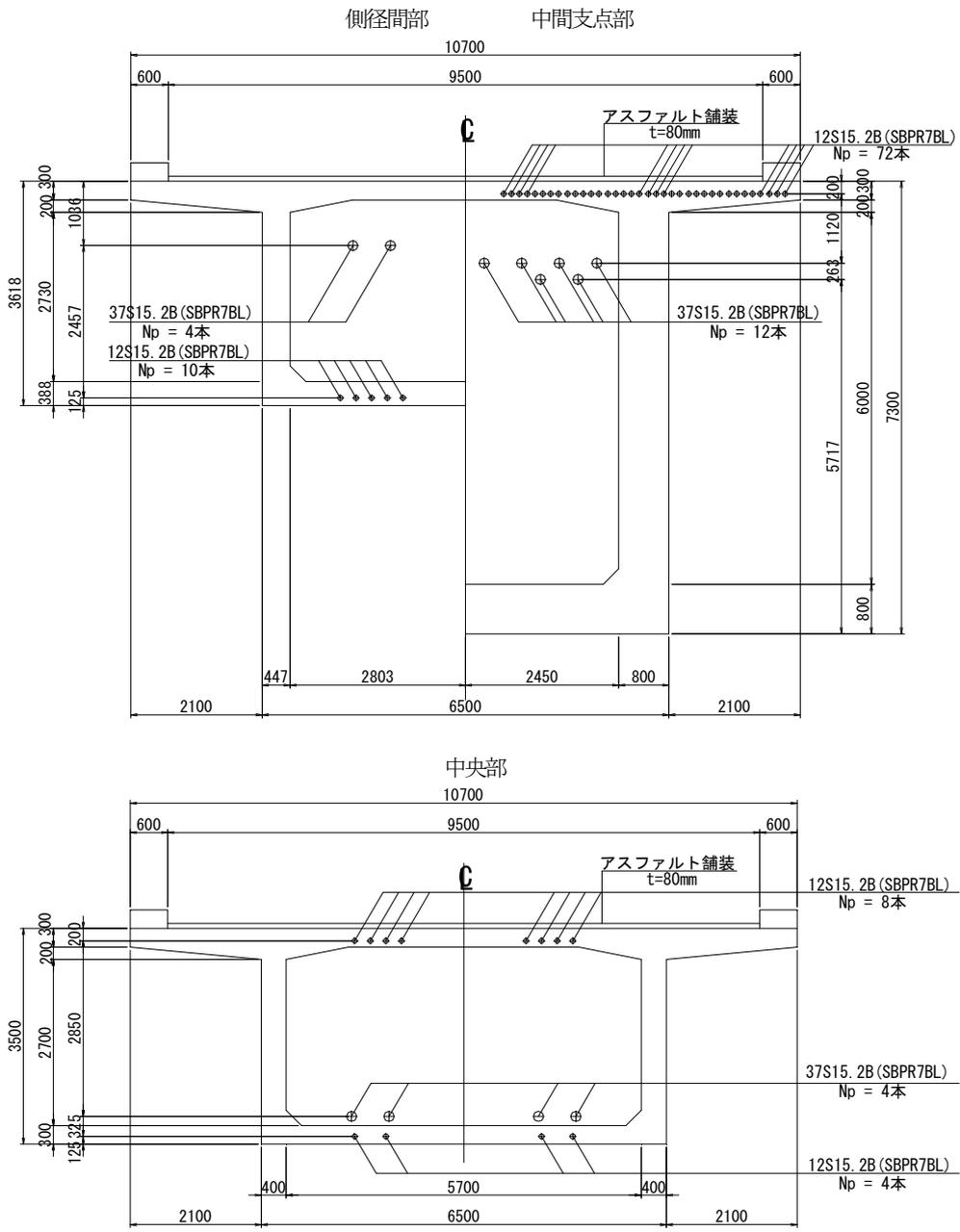
付表-2.2.10 断面計算結果

照査部位				側径間	中間支点	中央	
計算 諸元	圧縮強度			N/mm ²	40.0		
	ヤング係数			N/mm ²	3.10×10 ⁴		
	クリープ係数			-	2.60		
	プレ減少乾燥収縮度			-	200×10 ⁻⁶		
	不静定乾燥収縮度			-	150×10 ⁻⁶		
	PC鋼材 図心位置	内ケーブル	上縁側	mm	200	200	-
			下縁側	mm	2720	-	2675
	PC鋼材 引張強度	外ケーブル		mm	1100	1200	2350
				N/mm ²	1850		
				N/mm ²	1850		
			N/mm ²	345			

照査部位				側径間		中間支点		中央		
断面力				M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	
作用 断面力	死荷重	主桁自重	M _{d1}	kN・m	-19367.79	0.00	-160409.53	0.00	5152.64	0.00
		橋面荷重	M _{d2}	kN・m	-500.60	0.00	-14902.36	0.00	6299.94	0.00
		計	M _d	kN・m	-19868.39	0.00	-175311.89	0.00	11452.58	0.00
	活荷重	活荷重最大	M _{imax}	kN・m	9258.49	0.00	2724.45	0.00	13600.67	0.00
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-7595.59	0.00	-24784.86	0.00	-2130.66	0.00
		採用値	M _i	kN・m	9258.49	0.00	-24784.86	0.00	13600.67	0.00
	衝撃	活荷重最大	M _{imax}	kN・m	1424.38	0.00	419.15	0.00	1295.30	0.00
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-723.39	0.00	-2518.04	0.00	-327.79	0.00
		採用値	M _i	kN・m	1424.38	0.00	-2518.04	0.00	1295.30	0.00
	プレ2次	内ケーブル	M _{ps1}	kN・m	1968.68	-21.79	5727.07	-41.21	5729.06	-41.21
		外ケーブル	M _{ps2}	kN・m	4879.52	-80.29	14194.97	-302.80	14194.98	-302.80
		計	M _{ps}	kN・m	6848.20	-102.08	19922.04	-344.01	19924.04	-344.01
	クリープ	死荷重	M _{CR1}	kN・m	9985.40	0.00	28583.74	0.00	29048.42	0.00
		プレ2次	M _{CR2}	kN・m	-9493.68	-473.98	-27617.98	-1467.94	-27617.38	-1467.94
		計	M _{CR}	kN・m	491.72	-473.98	965.76	-1467.94	1431.04	-1467.94
	乾燥収縮		M _{SH}	kN・m	0.00	-178.21	0.00	-488.69	0.00	-488.69
	温度変化		M _{T+}	kN・m	0.00	237.61	0.00	651.59	0.00	651.59
			M _{T-}	kN・m	0.00	-237.61	0.00	-651.59	0.00	-651.59
終局荷重 作用時断面力		1.3D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	8218.20	-754.27	-275274.91	-2300.64	73483.36	-2300.64	
		1.0D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	14178.72	-754.27	-222681.34	-2300.64	70047.58	-2300.64	
		1.7D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	-8275.46	-754.27	-323557.34	-2300.64	66147.62	-2300.64	
		採用値	M _u	kN・m	14178.72	-754.27	-323557.34	-2300.64	73483.36	-2300.64
内ケー ブル プレ スト レス	緊張端緊張応力度		σ _{pi}	N/mm ²	1250		1250			
	直後プレストレス		σ _{pt}	N/mm ²	1122		1115			
	有効プレストレス		σ _{pe}	N/mm ²	1063		970			
	PC鋼材量	使用鋼材種別	-	7S12.7B(SWPR7BL)						
		鋼材本数	-	2		62		8		
		1本当り断面積	mm ²	691.0		691.0		691.0		
総断面積		mm ²	1382.0		42842.0		5528.0			
外ケー ブル プレ スト レス	緊張端緊張応力度		σ _{pi}	N/mm ²	1200		1200			
	直後プレストレス		σ _{pt}	N/mm ²	1137		1142			
	有効プレストレス		σ _{pe}	N/mm ²	1076		1060			
	PC鋼材量	使用鋼材種別	-	19S15.2B(SWPR7BL)						
		鋼材本数	-	2		8		8		
		1本当り断面積	mm ²	2635.3		2635.3		2635.3		
総断面積		mm ²	5270.6		21082.4		21082.4			
中立軸		mm	118		555		108			
破壊抵抗曲げモーメント		M _r	kN・m	21599.14		-431579.19		79786.58		
曲げ破壊安全度		M _r /M _u	-	1.523		1.334		1.086		

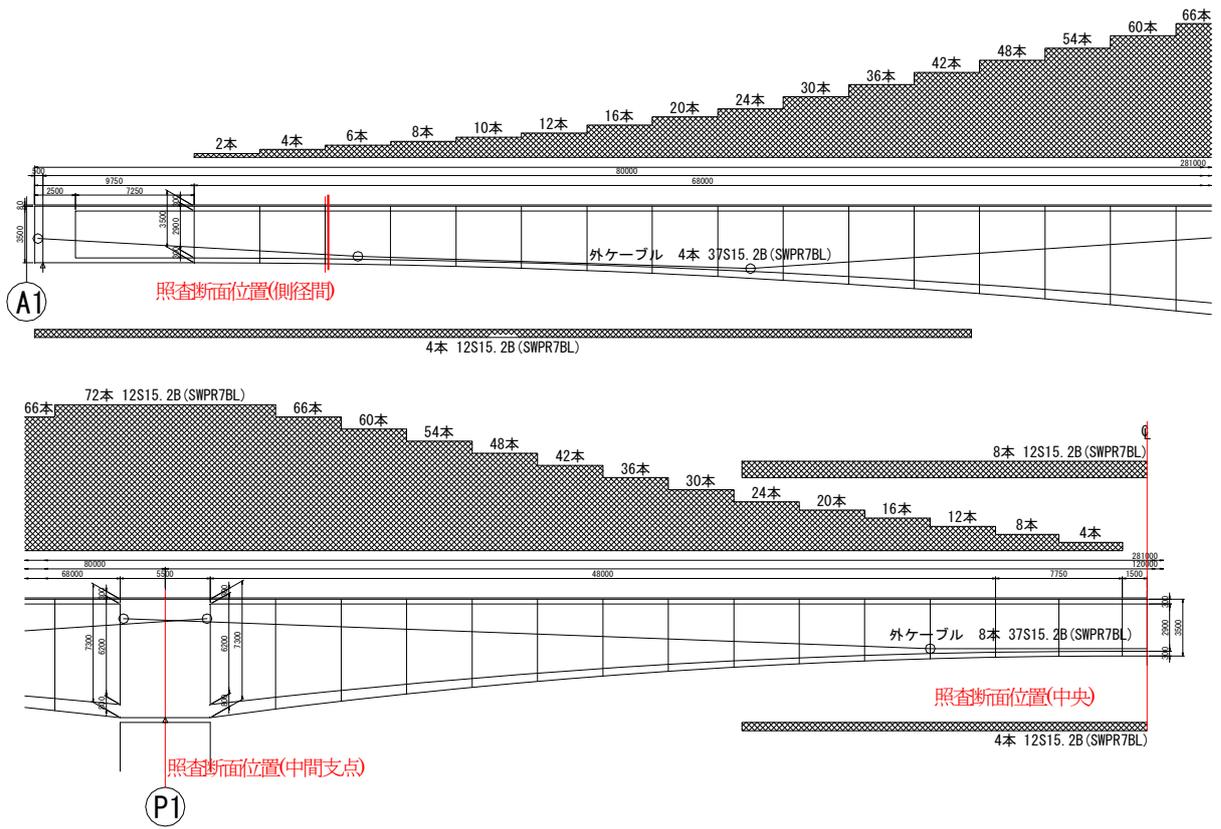
10) PC連続箱桁橋 (f120)

付図-2.2.10に上部工図を、付表-2.2.11に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図

付図-2.2.10 上部工図(1)



(b)側面図
付図-2.2.10 上部工図(2)

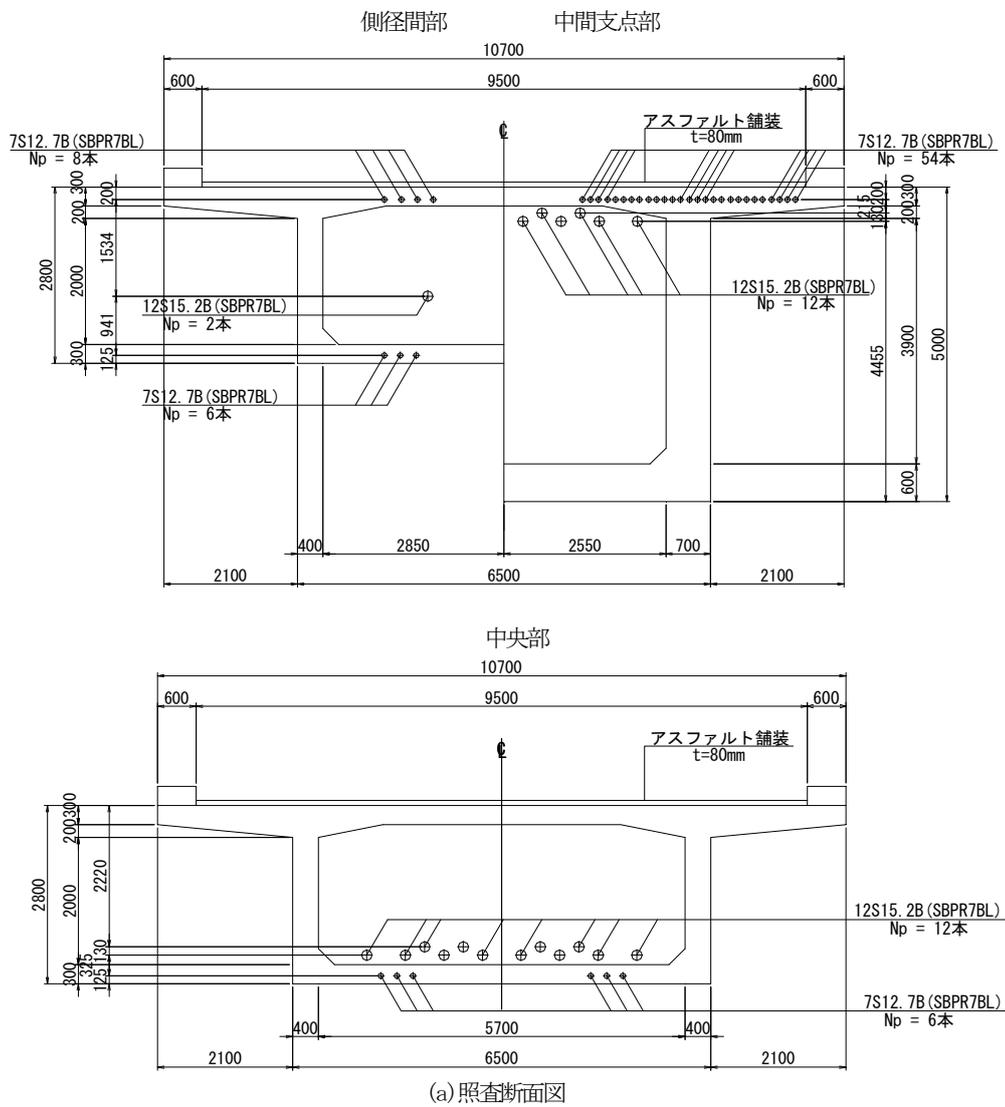
付表-2.2.11 断面計算結果

照査部位				側径間	中間支点	中央
計算諸元	圧縮強度		N/mm ²	40.0		
	ヤング係数		N/mm ²	3.10×10 ⁴		
	クリープ係数		-	2.60		
	プレ減少乾燥収縮度		-	200×10 ⁻⁶		
	不静定乾燥収縮度		-	150×10 ⁻⁶		
	PC鋼材 図心位置	内ケーブル	上縁側	mm	200	200
下縁側			mm	3428	-	3375
外ケーブル		mm	2563	1320	3050	
PC鋼材 引張強度	内ケーブル	N/mm ²	1850			
	外ケーブル	N/mm ²	1850			
鉄筋降伏耐力		N/mm ²	345			

照査部位				側径間		中間支点		中央		
断面力				M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	
作用断面力	死荷重	主桁自重	M _{d1}	kN・m	42257.35	0.00	-431645.85	0.00	9363.42	0.00
		橋面荷重	M _{d2}	kN・m	6540.13	0.00	-37493.13	0.00	10323.23	0.00
		計	M _d	kN・m	48797.48	0.00	-469138.99	0.00	19686.66	0.00
	活荷重	活荷重最大	M _{imax}	kN・m	21255.56	0.00	9662.32	0.00	23872.44	0.00
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-8719.32	0.00	-53059.76	0.00	-8153.86	0.00
	衝撃	採用値	M _i	kN・m	21255.56	0.00	-53059.76	0.00	23872.44	0.00
		活荷重最大	M _{imax}	kN・m	2024.34	0.00	920.22	0.00	1646.38	0.00
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-601.33	0.00	-3990.92	0.00	-776.56	0.00
	ブレ2次	採用値	M _i	kN・m	2024.34	0.00	-3990.92	0.00	1646.38	0.00
		内ケーブル	M _{PS1}	kN・m	-679.81	-81.99	-3152.74	-148.46	-3152.74	-148.46
		外ケーブル	M _{PS2}	kN・m	9977.50	-261.20	46272.47	-797.77	46094.11	-797.77
	クリープ	計	M _{PS}	kN・m	9297.69	-343.19	43119.73	-946.23	42941.38	-946.23
		死荷重	M _{CR1}	kN・m	23564.72	0.00	108090.27	0.00	109282.15	0.00
		ブレ2次	M _{CR2}	kN・m	-21010.21	-1509.38	-97438.66	-4096.55	-97382.39	-4096.55
	乾燥収縮	計	M _{CR}	kN・m	2554.50	-1509.38	10651.61	-4096.55	11899.76	-4096.55
		M _{SH}	kN・m	0.00	-311.07	0.00	-774.73	0.00	-774.73	
		温度変化	M _{T+}	kN・m	0.00	414.76	0.00	1032.97	0.00	1032.97
	終局荷重 作用時断面力	M _{T-}	kN・m	0.00	-414.76	0.00	-1032.97	0.00	-1032.97	
1.3D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)		kN・m	133488.66	-2163.64	-698736.02	-5817.51	144230.83	-5817.51		
1.0D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)		kN・m	118849.42	-2163.64	-557994.32	-5817.51	138324.83	-5817.51		
1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)		kN・m	134383.73	-2163.64	-840751.07	-5817.51	131690.44	-5817.51		
プレストレス 内ケーブル	採用値	M _u	kN・m	134383.73	-2163.64	-840751.07	-5817.51	144230.83	-5817.51	
	緊張端緊張応力度	σ _{pi}	N/mm ²	1250		1250		1250		
	直後プレストレス	σ _{pt}	N/mm ²	1117		1047		1068		
	有効プレストレス	σ _{pe}	N/mm ²	986		805		881		
	PC鋼材量	使用鋼材種別	-	12S15.2B(SWPR7BL)						
		鋼材本数	-	10		72		4		
1本当り断面積		mm ²	1664.4		1664.4		1664.4			
総断面積		mm ²	16644.0		119836.8		6657.6			
プレストレス 外ケーブル	緊張端緊張応力度	σ _{pi}	N/mm ²	1200		1200		1200		
	直後プレストレス	σ _{pt}	N/mm ²	1140		1138		1161		
	有効プレストレス	σ _{pe}	N/mm ²	1023		948		1022		
	PC鋼材量	使用鋼材種別	-	37S15.2B(SWPR7BL)						
		鋼材本数	-	4		8		8		
		1本当り断面積	mm ²	5132.9		5132.9		5132.9		
総断面積		mm ²	20531.6		41063.2		41063.2			
破壊抵抗曲げモーメント	中立軸	mm	195		2513		201			
	M _r	kN・m	146078.04		-1526247.99		154583.60			
曲げ破壊安全度	M _r /M _u	-	1.087		1.815		1.072			

11) PC連続箱桁橋(g80)

付図-2.2.11に上部工図を、付表-2.2.12に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図
付図-2.2.11 上部工図(1)

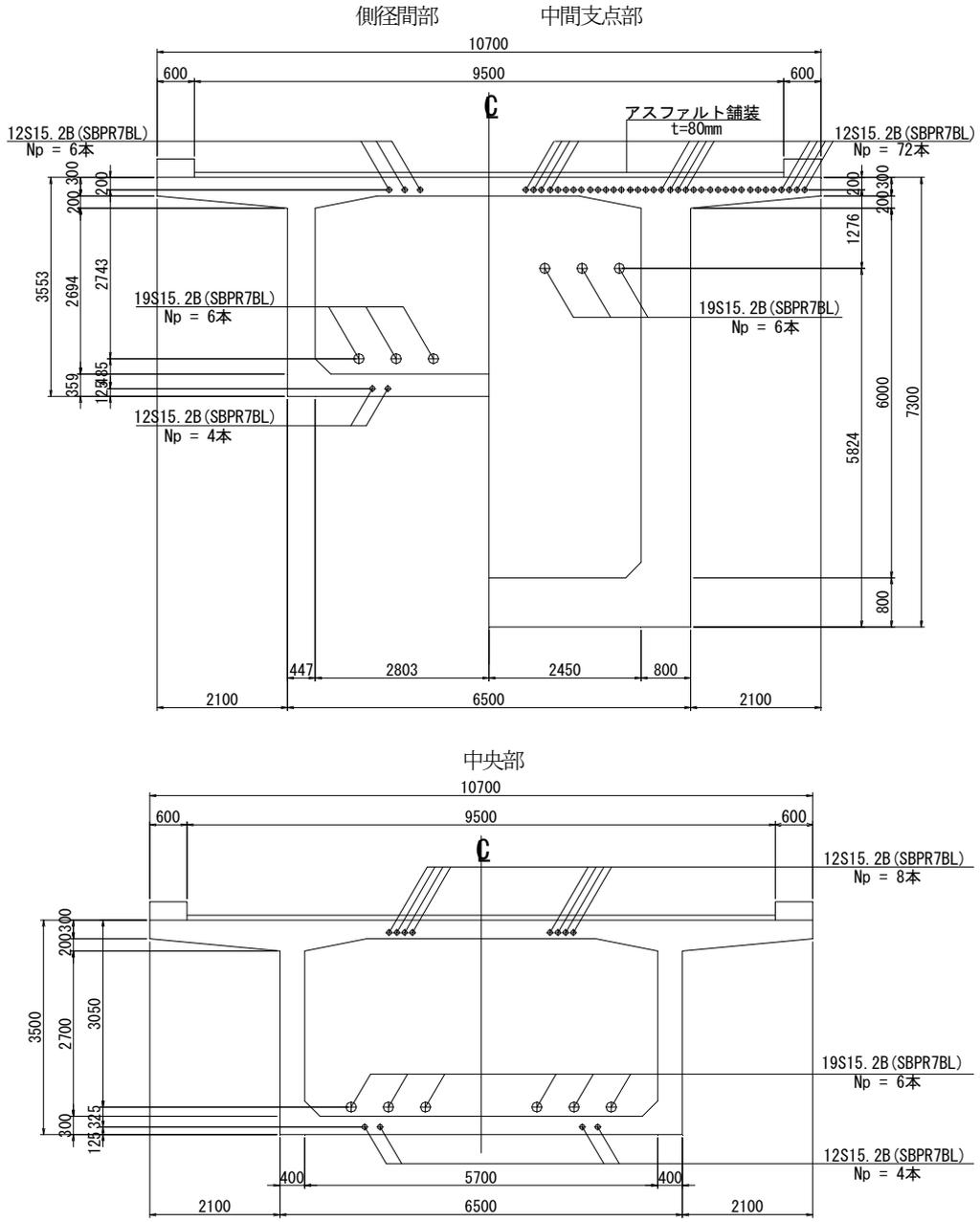
付表-2.2.12 断面計算結果

照査部位				側径間	中間支点	中央	
計算諸元	圧縮強度			N/mm ²	40.0		
	ヤング係数			N/mm ²	3.10×10 ⁴		
	クリープ係数			-	2.60		
	プレ減少乾燥収縮度			-	200×10 ⁻⁶		
	不静定乾燥収縮度			-	150×10 ⁻⁶		
	PC鋼材 図心位置	内ケーブル	上縁側	mm	200	200	-
			下縁側	mm	2675	-	2675
		外ケーブル	mm	1734	1682	2300	
	PC鋼材 引張強度	内ケーブル	N/mm ²	1850			
		外ケーブル	N/mm ²	1850			
鉄筋降伏耐力				N/mm ²	345		

照査部位				側径間		中間支点		中央			
断面力				M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)		
作用断面力	死荷重	主桁自重	M _{d1}	kN・m	5513.09	25.37	-151312.24	231.68	4116.33	231.68	
		橋面荷重	M _{d2}	kN・m	1639.25	-0.84	-15301.20	323.22	4777.93	323.22	
		計	M _d	kN・m	7152.35	24.53	-166613.44	554.90	8894.25	554.90	
	活荷重	活荷重最大	M _{imax}	kN・m	6216.47	19.00	2543.18	-253.92	9775.64	856.06	
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-1700.94	-20.94	-24419.33	713.95	-555.37	-378.46	
		採用値	M _i	kN・m	6216.47	19.00	-24419.33	713.95	9775.64	856.06	
	衝撃	活荷重最大	M _{imax}	kN・m	954.82	2.72	390.05	-39.17	931.01	81.53	
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-168.78	-2.45	-2417.53	60.81	-85.44	-58.22	
		採用値	M _i	kN・m	954.82	2.72	-2417.53	60.81	931.01	81.53	
	プレ2次	内ケーブル	M _{PS1}	kN・m	982.38	-39.10	4155.71	-194.37	4155.71	-194.37	
		外ケーブル	M _{PS2}	kN・m	139.52	-65.64	10359.65	-763.61	10359.65	-763.61	
		計	M _{PS}	kN・m	1121.90	-104.74	14515.36	-957.98	14515.36	-957.98	
	クリープ	死荷重	M _{CR1}	kN・m	9103.34	-7.54	24997.57	500.64	24997.57	500.64	
		プレ2次	M _{CR2}	kN・m	-11980.53	-368.58	-17370.48	-2864.41	-17370.48	-2864.41	
		計	M _{CR}	kN・m	-2877.19	-376.12	7627.08	-2363.77	7627.08	-2363.77	
	乾燥収縮			M _{SH}	kN・m	-1907.86	-172.98	1746.28	-1001.46	1746.28	-1001.46
	温度変化			M _{T+}	kN・m	2543.82	230.64	-2328.38	1335.28	-2328.38	1335.28
				M _{T-}	kN・m	-2543.82	-230.64	2328.38	-1335.28	2328.38	-1335.28
	地震時荷重			M _{EQ+}	kN・m	-9340.22	50.82	42181.67	-2041.46	0.00	0.00
				M _{EQ-}	kN・m	9340.22	-50.82	-42181.67	2041.46	0.00	0.00
終局荷重 作用時断面力			1.3D+2.5(L-I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	23563.12	-567.67	-259800.88	-1664.94	62217.88	-1257.86	
			1.0D+2.5(L-I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	21417.41	-575.03	-209816.85	-1831.41	59549.60	-1424.33	
			1.7(D+L-I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	20687.03	-575.23	-304976.77	-2062.79	57210.26	-1785.98	
			採用値	M _u	kN・m	23563.12	-567.67	-304976.77	-2062.79	62217.88	-1257.86
内ケーブル プレストレス	緊張端緊張応力度		σ _{pi}	N/mm ²	1250		1250		1250		
	直後プレストレス		σ _{pt}	N/mm ²	1112		1102		1114		
	有効プレストレス		σ _{pe}	N/mm ²	1055		1060		973		
	PC鋼材量	使用鋼材種別		-	7S12.7B(SWPR7BL)						
		鋼材本数		-	6		54		6		
1本当り断面積		mm ²	691.0		691.0		691.0				
総断面積		mm ²	4146.0		37314.0		4146.0				
外ケーブル プレストレス	緊張端緊張応力度		σ _{pi}	N/mm ²	1200		1200		1200		
	直後プレストレス		σ _{pt}	N/mm ²	1106		1071		1127		
	有効プレストレス		σ _{pe}	N/mm ²	1052		1033		1024		
	PC鋼材量	使用鋼材種別		-	12S15.2B(SWPR7BL)						
		鋼材本数		-	2		2		12		
1本当り断面積		mm ²	1664.0		1664.0		1664.0				
総断面積		mm ²	3328.0		3328.0		19968.0				
破壊抵抗曲げモーメント			中立軸	mm	64		462		89		
			M _r	kN・m	25787.25		-378893.40		63850.82		
曲げ破壊安全度			M _r /M _u	-	1.094		1.242		1.026		

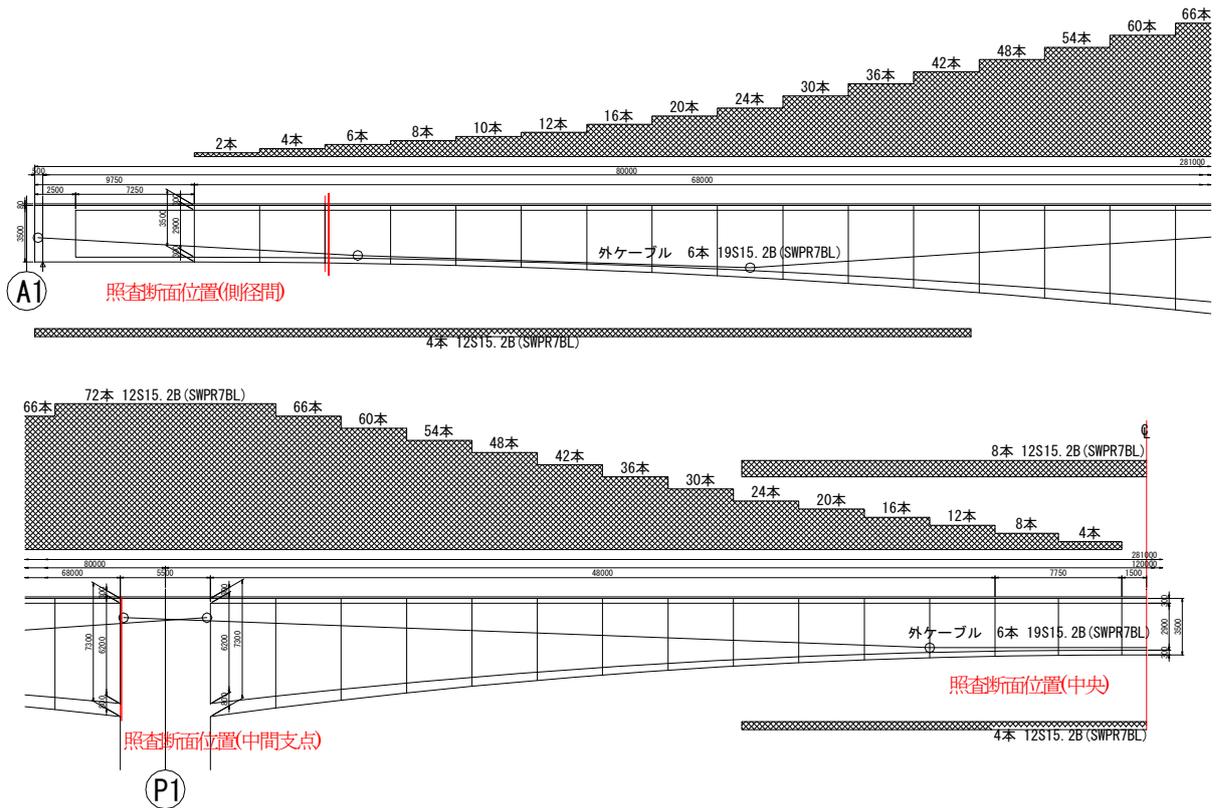
12) PC連続箱桁橋(g120)

付図-2.2.12に上部工図を、付表-2.2.13に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図

付図-2.2.12 上部工図(1)



(b)側面図
 付図-2.2.12 上部工図(2)

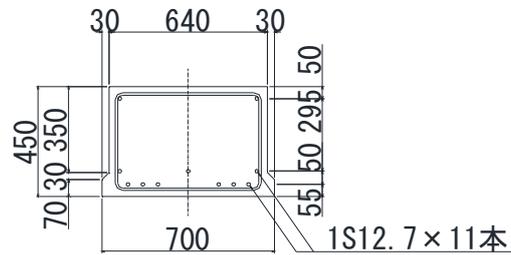
付表-2.2.13 断面計算結果

照査部位				側径間	中間支点	中央	
計算諸元	圧縮強度		N/mm ²	40.0			
	ヤング係数		N/mm ²	3.10×10 ⁴			
	クリープ係数		-	2.60			
	プレ減少乾燥収縮度		-	200×10 ⁻⁶			
	不静定乾燥収縮度		-	150×10 ⁻⁶			
	PC鋼材 図心位置	内ケーブル	上縁側	mm	200	200	-
			下縁側	mm	3428	-	3375
		外ケーブル	mm	2943	1476	3050	
	PC鋼材 引張強度	内ケーブル	N/mm ²	1850			
		外ケーブル	N/mm ²	1850			
鉄筋降伏耐力		N/mm ²	345				

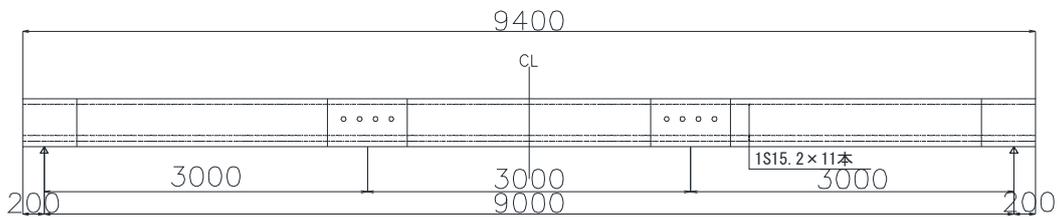
照査部位				側径間		中間支点		中央		
断面力				M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	M(kN・m)	N(kN)	
作用断面力	死荷重	主桁自重	M _{d1}	kN・m	-1221.51	28.80	-608132.81	28.80	6191.03	300.03
		橋面荷重	M _{d2}	kN・m	7524.73	-0.64	-31597.20	-0.64	8742.10	196.77
		計	M _d	kN・m	6303.22	28.16	-639730.00	28.16	14933.12	496.80
	活荷重	活荷重最大	M _{imax}	kN・m	16395.46	56.43	587.02	18.37	16749.31	1349.26
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-2797.52	-56.88	-41704.75	9.36	-1824.45	-1009.77
		採用値	M _i	kN・m	16395.46	56.43	-41704.75	9.36	16749.31	1349.26
	衝撃	活荷重最大	M _{imax}	kN・m	1560.11	5.14	41.38	1.27	1155.13	93.05
		活荷重最小	M _{imin}	kN・m	-202.56	-4.76	-3785.72	1.21	-173.76	-96.17
		採用値	M _i	kN・m	1560.11	5.14	-3785.72	1.21	1155.13	93.05
	プレ2次	内ケーブル	M _{PS1}	kN・m	2591.00	-111.06	11603.18	-111.06	8776.15	-309.43
		外ケーブル	M _{PS2}	kN・m	5244.95	-143.09	23488.24	-143.09	13970.31	-17.22
		計	M _{PS}	kN・m	7835.95	-254.15	35091.43	-254.15	22746.46	-326.65
	クリープ	死荷重	M _{CR1}	kN・m	58672.84	-63.58	262752.26	-63.58	62410.59	6508.39
		プレ2次	M _{CR2}	kN・m	-40247.29	-1141.27	-180237.87	-1141.27	-68745.78	-6708.54
		計	M _{CR}	kN・m	18425.55	-1204.86	82514.40	-1204.86	-6335.19	-200.15
		乾燥収縮	M _{SH}	kN・m	-2335.10	-305.55	-10457.19	-305.55	2667.40	-1194.96
	温度変化	M _{T+}	kN・m	3113.47	407.40	13942.93	407.40	-3556.53	1593.28	
		M _{T-}	kN・m	-3113.47	-407.40	-13942.93	-407.40	3556.53	-1593.28	
	地震時荷重	M _{EQ+}	kN・m	-19055.09	-351.43	-85333.68	3783.01	0.00	0.00	
M _{EQ-}		kN・m	19055.09	351.43	85333.68	-3783.01	0.00	0.00		
終局荷重 作用時断面力	L3D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	77009.48	-1574.01	-838226.55	-1701.54	83252.82	2529.86		
	L0D+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	75118.52	-1582.46	-646307.55	-1709.99	78772.88	2380.82		
	L7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	65166.32	-1612.01	-1057726.17	-1698.73	74902.52	1574.74		
	採用値	M _u	kN・m	77009.48	-1574.01	-1057726.17	-1698.73	83252.82	2529.86	
プレストレス 内ケーブル	緊張端緊張応力度	σ _{pi}	N/mm ²	1250		1250		1250		
	直後プレストレス	σ _{pt}	N/mm ²	1123		1064		1071		
	有効プレストレス	σ _{pe}	N/mm ²	1025		990		964		
	PC鋼材量	使用鋼材種別	-	12S15.2B(SWPR7BL)						
		鋼材本数	-	4		72		4		
		1本当り断面積	mm ²	1664.4		1664.4		1664.4		
	総断面積	mm ²	6657.6		119836.8		6657.6			
プレストレス 外ケーブル	緊張端緊張応力度	σ _{pi}	N/mm ²	1200		1200		1200		
	直後プレストレス	σ _{pt}	N/mm ²	1151		1157		1149		
	有効プレストレス	σ _{pe}	N/mm ²	1066		1099		1068		
	PC鋼材量	使用鋼材種別	-	19S15.2B(SWPR7BL)						
		鋼材本数	-	6		6		6		
		1本当り断面積	mm ²	2635.3		2635.3		2635.3		
	総断面積	mm ²	15811.8		15811.8		15811.8			
破壊抵抗曲げモーメント	中立軸	mm	136		1924		105			
	M _r	kN・m	86876.55		-1423668.24		92400.00			
曲げ破壊安全度	M _r /M _u	-	1.128		1.346		1.110			

13) 単純PC プレテンスラブ桁橋 (h9)

付図-2.2.13 に上部工図を, 付表-2.2.14 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(支間中央)



(b) 側面図

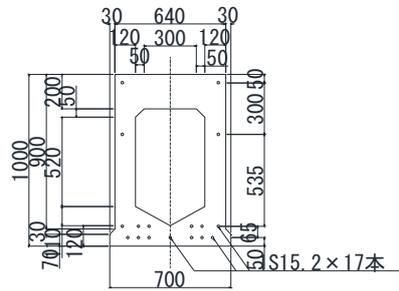
付図-2.2.13 上部工図

付表-2.2.14 断面計算結果

				側径間	中間支点	中央径間	
計算諸元	圧縮強度		N/mm ²	50.0	—	—	
	ヤング係数		N/mm ²	3.30x10 ⁴	—	—	
	クリープ係数		—	2.60	—	—	
	ブレ減少 乾燥収縮度		—	200x10 ⁻⁴	—	—	
	不静定 乾燥収縮度		—	150x10 ⁻⁴	—	—	
	有効高	圆心位置	PC鋼材	mm	321	—	—
			鉄筋	mm	—	—	—
	PC鋼材引張強度		N/mm ²	1850	—	—	
	鉄筋降伏耐力		N/mm ²	345	—	—	
	作用断面力	死荷重	主桁自重	Md1	kN・m	72.71	—
場所打ち自重			Md2	kN・m	9.52	—	
橋面荷重			Md3	kN・m	24.48	—	
計			Md	kN・m	106.72	—	
活荷重		活荷重最大	Mimax	kN・m	116.90	—	
		活荷重最小	Mimin	kN・m	0.00	—	
衝撃		活荷重最大	Mimax	kN・m	39.63	—	
		活荷重最小	Mimin	kN・m	0.00	—	
プレストレス2次		MPS	kN・m	0.00	—		
クリープ		MCR	kN・m	0.00	—		
乾燥収縮		MSH	kN・m	0.00	—		
終局荷重 作用時断面力		1.30+2.5(L+1)+1.0(PS+CR+SH)		kN・m	530.06	—	
	1.00+2.5(L+1)+1.0(PS+CR+SH)		kN・m	498.05	—		
	1.7(D+L+1)+1.0(PS+CR+SH)		kN・m	447.53	—		
	採用値		Mu	kN・m	530.06	—	
プレストレス	初期緊張応力度		σ_{pi}	N/mm ²	1250	—	
	直後プレストレス		σ_{po}	N/mm ²	1213	—	
	有効プレストレス		σ_{pe}	N/mm ²	1090	—	
	使用鋼材種別		—	1S12.7 (SWPR7B)	—	—	
	PC鋼材量	鋼材本数		本	11	—	
		1本当り断面積		mm ²	98.71	—	
総断面積		mm ²	1085.81	—			
鉄筋	上縁側	鉄筋径	—	—	—		
		本数	本	—	—		
		総断面積	mm ²	—	—		
破壊抵抗曲げモーメント		中立軸	mm	256	—		
		Mr	kN・m	537.37	—		
曲げ破壊安全度		Mr/Mu	—	1.014	—		

14) 単純PC プレテンスラブリッジ (h24)

付図-2.2.14 に上部工図を、付表-2.2.15 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(支間中央)



(b) 側面図

付図-2.2.14 上部工図

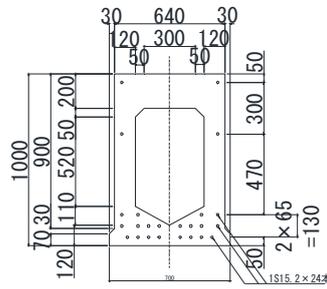
付表-2.2.15 断面計算結果

計算諸元		側径間	中間支点	中央径間
圧縮強度	N/mm ²	50.0	-	-
ヤング係数	N/mm ²	3.30x10 ⁴	-	-
クリープ係数	-	2.60	-	-
ブレ減少 乾燥収縮度	-	200x10 ⁻⁴	-	-
不静定 乾燥収縮度	-	150x10 ⁻⁴	-	-
有効高	圆心位置	PC鋼材	706	-
		鉄筋	-	-
	PC鋼材引張強度	N/mm ²	1850	-
	鉄筋降伏耐力	N/mm ²	345	-

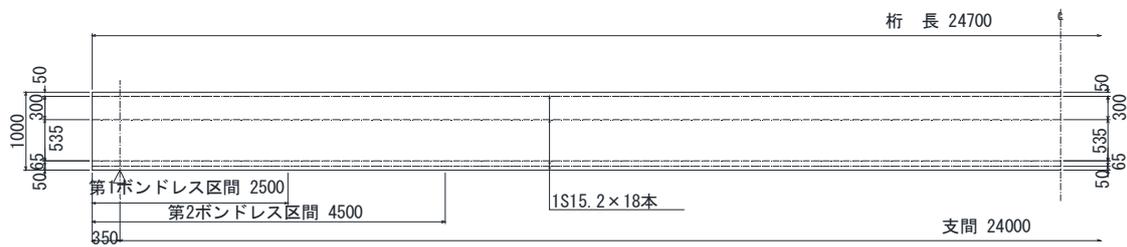
作用断面力		側径間	中間支点	中央径間
死荷重	主桁自重	Md1	kN-m	744.28
	場所打ち自重	Md2	kN-m	167.92
	橋面荷重	Md3	kN-m	181.37
	計	Md	kN-m	1093.57
活荷重	活荷重最大	Mimax	kN-m	403.42
	活荷重最小	Mimin	kN-m	0.00
衝撃	活荷重最大	Mimax	kN-m	82.30
	活荷重最小	Mimin	kN-m	0.00
プレストレス2次	プレストレス2次	MPS	kN-m	0.00
	クリープ	MCR	kN-m	0.00
	乾燥収縮	MSH	kN-m	0.00
終局荷重作用時断面力	採用値	Mu	kN-m	2684.79
	1.30+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)		kN-m	2635.94
	1.00+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)		kN-m	2307.87
	1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)		kN-m	2684.79
プレストレス	初期緊張応力度	σ _{P1}	N/mm ²	1350
	直後プレストレス	σ _{P0}	N/mm ²	1296
	有効プレストレス	σ _{Pe}	N/mm ²	1161
	使用鋼材種別			1 S15.2 (SWPR7B)
PC鋼材量	鋼材本数	本	17	-
	1本当り断面積	mm ²	138.7	-
	総断面積	mm ²	2357.9	-
鉄筋	鉄筋径	mm	-	-
	本数	本	-	-
	総断面積	mm ²	-	-
破壊抵抗曲げモーメント	中立軸	mm	169	-
	Mr	kN-m	2755.35	-
曲げ破壊安全度	Mr/Mu	-	1.026	-

15) 単純PC プレテンスラブリッジ (i24)

付図-2.2.15 に上部工図を, 付表-2.2.16 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(支間中央)



(b) 側面図

付図-2.2.15 上部工図

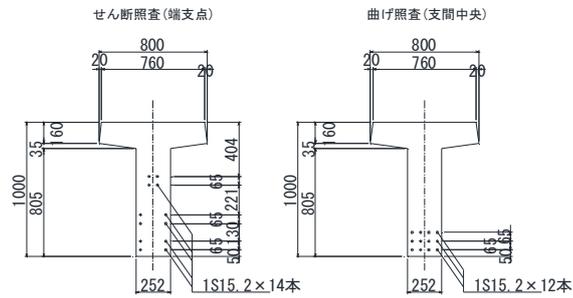
付表-2.2.16 断面計算結果

			側径間	中間支点	中央径間
計算諸元	圧縮強度	N/mm ²	50.0	30.0	50.0
	ヤング係数	N/mm ²	3.30x10 ⁴		
	クリープ係数	-	2.60		
	プレ減少乾燥収縮度	-	200x10 ⁻⁶		
	不特定乾燥収縮度	-	150x10 ⁻⁶		
	有効高	mm	794	-	782
	圆心位置	mm	-	88	-
	PC鋼材引張強度	N/mm ²	1850		
	鉄筋降伏耐力	N/mm ²	345		

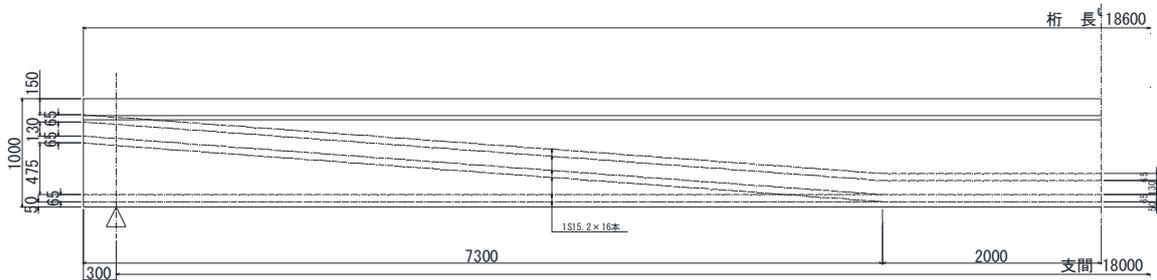
			側径間	中間支点	中央径間		
作用断面力	死荷重	主桁自重	Md1	kN・m	739.73	0.00	744.28
		場所打ち自重	Md2	kN・m	166.84	0.00	167.92
		橋面荷重	Md3	kN・m	115.13	-135.93	52.38
		計	Md	kN・m	1021.70	-135.93	964.58
	活荷重	活荷重最大	Mlmax	kN・m	318.69	37.62	254.69
		活荷重最小	Mlmin	kN・m	-55.22	-241.98	-77.30
	衝撃	活荷重最大	Mimax	kN・m	64.38	7.60	51.49
		活荷重最小	Mimin	kN・m	-11.16	-48.88	-15.61
	プレストレス2次	プレストレス2次	MPS	kN・m	219.98	448.84	448.84
		クリープ	MCR	kN・m	-254.82	-529.33	-534.10
		乾燥収縮	MSH	kN・m	0.00	0.00	0.00
		乾燥収縮	MSH	kN・m	0.00	0.00	0.00
	終局荷重作用時断面力	1.30+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	2251.05	-984.35	1934.64	
		1.00+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	1944.54	-943.57	1645.27	
		1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	2353.27	-806.03	2075.37	
採用値	Mu	kN・m	2353.27	-984.35	2075.37		
プレストレス	初期緊張応力度	σ _{Pl}	N/mm ²	1350	-	1350	
		直後プレストレス	σ _{Po}	N/mm ²	1274	-	1280
		有効プレストレス	σ _{Pe}	N/mm ²	1155	-	1168
	PC鋼材量	使用鋼材種別	-	1 S15.2 (SWPR7B)	-	1 S15.2 (SWPR7B)	
		鋼材本数	本	14	-	13	
		1本当り断面積	mm ²	138.7	-	138.7	
鉄筋	鉄筋径	-	-	D22-6本	-		
	本数	本	-	D16-6本	-		
	総断面積	mm ²	-	3514.2	-		
破壊抵抗曲げモーメント	中立軸	mm	138	-	127		
	Mr	kN・m	2454.27	-1052.94	2249.08		
曲げ破壊安全度	Mr/Mu	-	1.043	1.070	1.084		

16) 単純PC プレテンT桁橋 (j 18)

付図-2.2.16 に上部工図を, 付表-2.2.17 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(支間中央)



(b) 側面図

付図-2.2.16 上部工図

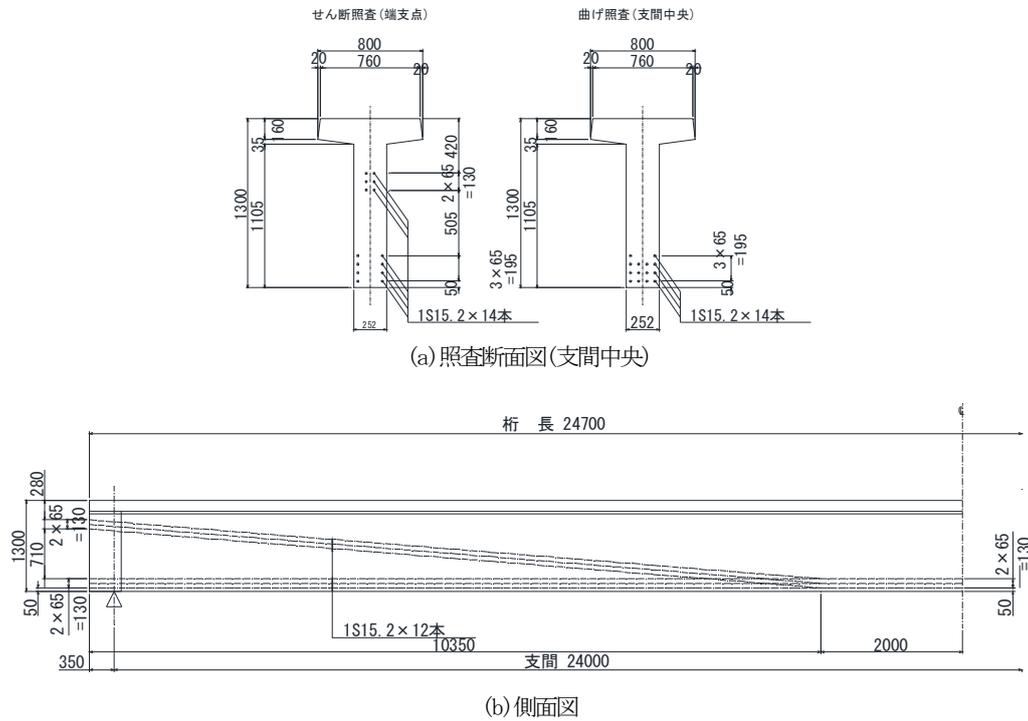
付表-2.2.17 断面計算結果

計算諸元			側径間	中間支点	中央径間
圧縮強度	N/mm ²		50.0	—	—
ヤング係数	N/mm ²		3.30x10 ⁴	—	—
クリープ係数	—		2.60	—	—
プレ減少 乾燥収縮度	—		200x10 ⁻⁴	—	—
不静定 乾燥収縮度	—		150x10 ⁻⁴	—	—
有効高	圆心位置	PC鋼材	mm	885	—
		鉄筋	mm	—	—
	PC鋼材引張強度		N/mm ²	1850	—
	鉄筋降伏耐力		N/mm ²	345	—

			側径間	中間支点	中央径間
作用断面力	死荷重	主桁自重	Md1	kN・m	384.15
		場所打ち自重	Md2	kN・m	39.28
		橋面荷重	Md3	kN・m	131.82
		計	Md	kN・m	555.25
	活荷重	活荷重最大	Mlmax	kN・m	489.74
		活荷重最小	Mlmin	kN・m	0.00
	衝撃	活荷重最大	Mimax	kN・m	143.98
		活荷重最小	Mimin	kN・m	0.00
		プレストレス2次	MPS	kN・m	0.00
		クリープ	MCR	kN・m	0.00
	乾燥収縮	MSH	kN・m	0.00	
終局荷重 作用時断面力		1.30+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	2306.13	
		1.00+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	2139.55	
		1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN・m	2021.25	
		採用値	Mu	kN・m	2306.13
プレストレス		初期緊張応力度	σ _{pl}	N/mm ²	1350
		直後プレストレス	σ _{pb}	N/mm ²	1257
		有効プレストレス	σ _{pe}	N/mm ²	1066
	PC鋼材量		使用鋼材種別	—	1 S15.2 (SWPR7B)
			鋼材本数	本	12
			1本当り断面積	mm ²	138.7
	総断面積	mm ²	1664.4	—	
鉄筋	上縁側	鉄筋径	—	—	
		本数	本	—	
		総断面積	mm ²	—	
破壊抵抗曲げモーメント		中立軸	mm	106	
		Mr	kN・m	2407.19	
曲げ破壊安全度		Mr/Mu	—	1.044	

17) 単純PC プレテンT桁橋(j 24)

付図-2.2.17 に上部工図を, 付表-2.2.18 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(支間中央)

(b) 側面図

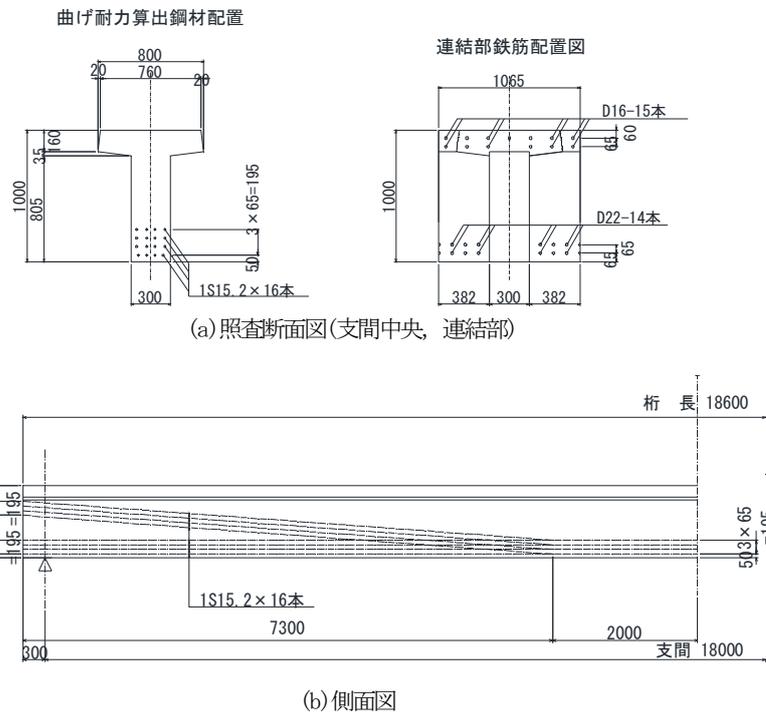
付図-2.2.17 上部工図

付表-2.2.18 断面計算結果

			側径間	中間支点	中央径間		
計算諸元	圧縮強度	N/mm ²	50.0	—	—		
	ヤング係数	N/mm ²	3.30x10 ⁴	—	—		
	クリープ係数	—	2.60	—	—		
	プレ減少乾燥収縮度	—	200x10 ⁻⁴	—	—		
	不静定乾燥収縮度	—	150x10 ⁻⁴	—	—		
	有効高	PC鋼材	mm	1166	—	—	
		鉄筋	mm	—	—	—	
		PC鋼材引張強度	N/mm ²	1850	—	—	
		鉄筋降伏耐力	N/mm ²	345	—	—	
	作用断面力	死荷重	主桁自重	Md1	kN-m	841.69	—
場所打ち自重			Md2	kN-m	70.63	—	—
橋面荷重			Md3	kN-m	223.02	—	—
計			Md	kN-m	1135.34	—	—
活荷重		活荷重最大	Mimax	kN-m	698.61	—	—
		活荷重最小	Mimin	kN-m	-71.80	—	—
衝撃		活荷重最大	Mimax	kN-m	188.63	—	—
		活荷重最小	Mimin	kN-m	-19.38	—	—
プレストレス2次		プレストレス2次	MPS	kN-m	0.00	—	—
		クリープ	MCR	kN-m	0.00	—	—
		乾燥収縮	MSH	kN-m	0.00	—	—
		終局荷重	1.30+2.5(L+1)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m	3694.04	—	—
作用時断面力		終局荷重	1.00+2.5(L+1)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m	3353.44	—	—
		作用時断面力	1.7(0+L+1)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m	3438.39	—	—
		採用値	Mu	kN-m	3694.04	—	—
プレストレス	初期緊張応力度	初期緊張応力度	σ _{Pi}	N/mm ²	1350	—	—
		直後プレストレス	σ _{Po}	N/mm ²	1276	—	—
		有効プレストレス	σ _{Pe}	N/mm ²	1118	—	—
	PC鋼材量	使用鋼材種別	—	1S15.2 (SWPR7B)	—	—	
		鋼材本数	本	14	—	—	
		1本当り断面積	mm ²	138.7	—	—	
		総断面積	mm ²	1941.8	—	—	
鉄筋	上縁側	鉄筋径	—	—	—		
		本数	本	—	—		
		総断面積	mm ²	—	—		
破壊抵抗曲げモーメント	中立軸	mm	123	—	—		
	Mr	kN-m	3723.83	—	—		
曲げ破壊安全度	Mr/Mu	—	1.008	—	—		

18) 3径間連結PCプレテンT桁橋(k18)

付図-2.2.18に上部工図を、付表-2.2.19に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(支間中央, 連結部)

(b) 側面図

付図-2.2.18 上部工図

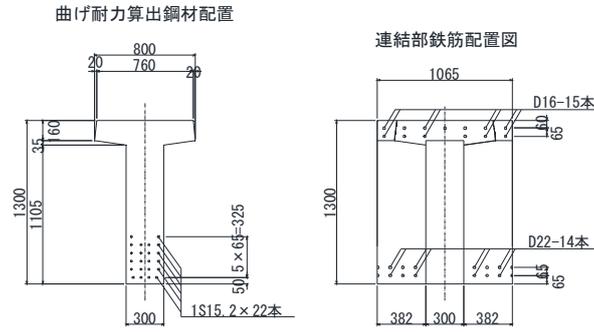
付表-2.2.19 断面計算結果

計算諸元			側径間	中間支点	中央径間
圧縮強度	N/mm ²		50.0	30.0	50.0
ヤング係数	N/mm ²		3.30x10 ⁴		
クリープ係数	-		2.60		
プレ減少 乾燥収縮度	-		200x10 ⁻⁶		
不静定 乾燥収縮度	-		150x10 ⁻⁶		
有効高	mm	899	-	899	-
PC鋼材引張強度	N/mm ²		1850		
鉄筋降伏耐力	N/mm ²		345		

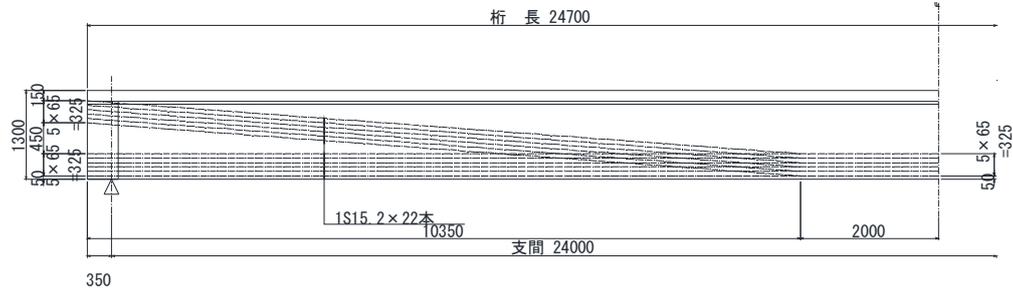
作用断面力			側径間	中間支点	中央径間
死荷重	主桁自重	Md1 kN-m	382.52	0.00	382.56
	場所打ち自重	Md2 kN-m	78.53	0.00	78.56
	橋面荷重	Md3 kN-m	76.80	-94.97	35.41
	計	Md kN-m	537.85	-94.97	496.53
活荷重	活荷重最大	Mlmax kN-m	327.75	46.94	266.73
	活荷重最小	Mlmin kN-m	-73.76	-250.89	-91.02
衝撃	活荷重最大	Mimax kN-m	75.38	10.80	61.35
	活荷重最小	Mimin kN-m	-16.97	-57.71	-20.94
	プレストレス2次	MPS kN-m	32.19	558.90	0.00
	クリープ	MCR kN-m	130.21	-250.28	295.73
	乾燥収縮	MSh kN-m	0.00	0.00	0.00
終局荷重作用時断面力	採用値	Mu kN-m	1869.43	358.00	1761.42
	1.30+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m	1869.43	329.51	1761.42
	1.00+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m	1708.08	358.00	1612.46
	1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m	1762.07	245.33	1697.57
プレストレス	初期緊張応力度	σ_{Pl} N/mm ²	1350	-	1350
	直後プレストレス	σ_{Po} N/mm ²	1242	-	1252
	有効プレストレス	σ_{Pe} N/mm ²	1074	-	1096
	PC鋼材量				
	使用鋼材種別	-	1 S15.2 (SWPR7B)	-	1 S15.2 (SWPR7B)
	鋼材本数	本	10	-	9
	1本当り断面積	mm ²	138.7	-	138.7
	総断面積	mm ²	1387	-	1248.3
鉄筋	下縁側				
		鉄筋径	-	D13	-
		本数	本	10	-
	総断面積	mm ²	-	1267	-
破壊抵抗曲げモーメント	中立軸	mm	138	-	127
	Mr	kN-m	2052.45	398.31	1856.04
曲げ破壊安全度	Mr/Mu	-	1.098	1.113	1.054

19) 3径間連結PCプレテンT桁橋(k24)

付図-2.2.19に上部工図を、付表-2.2.20に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(支間中央, 連結部)



(b) 側面図

付図-2.2.19 上部工図

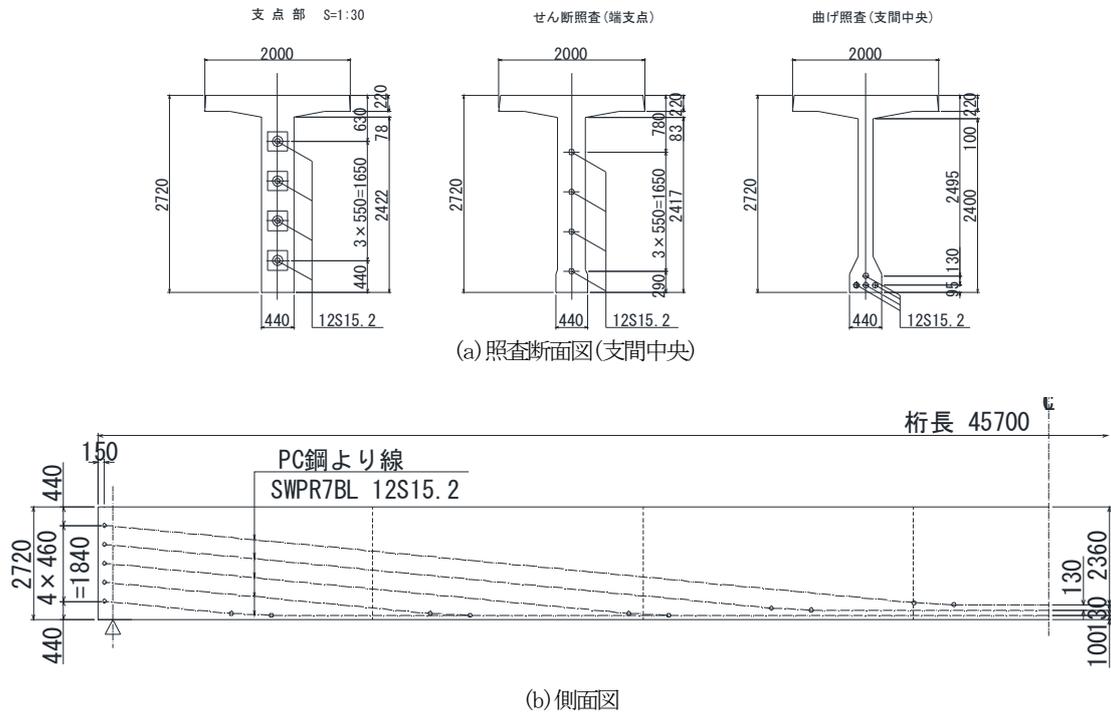
付表-2.2.20 断面計算結果

			側径間	中間支点	中央径間	
計算諸元	圧縮強度		N/mm ²	50.0	30.0	50.0
	ヤング係数		N/mm ²	3.30x10 ⁴		
	クリープ係数		-	2.60		
	プレ減少乾燥収縮度		-	200x10 ⁻⁶		
	不静定乾燥収縮度		-	150x10 ⁻⁶		
	有効高	鋼心位置	PC鋼材	mm	1185	1185
			鉄筋	mm	76	-
PC鋼材引張強度		N/mm ²	1850			
鉄筋降伏耐力		N/mm ²	345			

			側径間	中間支点	中央径間		
作用断面力	死荷重	主桁自重	Md1 kN-m	838.68	0.00	838.87	
		場所打ち自重	Md2 kN-m	141.14	0.00	141.27	
		橋面荷重	Md3 kN-m	135.09	-165.31	58.50	
		計	Md kN-m	1114.91	-165.31	1038.64	
	活荷重	活荷重最大	Mimax kN-m	531.05	78.71	432.31	
		活荷重最小	Mimin kN-m	-118.47	-406.22	-154.39	
	衝撃	活荷重最大	Mimax kN-m	107.27	15.90	87.33	
		活荷重最小	Mimin kN-m	-23.93	-82.06	-31.19	
		プレストレス2次	MPS kN-m	34.81	814.94	0.00	
		クリープ	MCR kN-m	105.22	-537.61	270.35	
		乾燥収縮	MSH kN-m	0.00	0.00	0.00	
	終局荷重作用時断面力		採用値	Mu kN-m	3185.21	-1158.27	2919.68
		1.30+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m	3185.21	-1158.27	2919.68	
		1.00+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m	2850.74	-1108.68	2608.09	
	1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m	3120.52	-833.77	2919.43		
プレストレス	初期緊張応力度	σ_{p1}	N/mm ²	1350	-	1350	
		直後プレストレス	σ_{p0}	N/mm ²	1258	-	1258
		有効プレストレス	σ_{pe}	N/mm ²	1118	-	1114
	PC鋼材量	使用鋼材種別	-	1 S15.2 (SWPR7B)	-	1 S15.2 (SWPR7B)	
		鋼材本数	本	12	-	12	
		1本当り断面積	mm ²	138.7	-	138.7	
		総断面積	mm ²	1664.4	-	1664.4	
鉄筋	鉄筋径	-	-	D22	-		
	本数	本	-	8	-		
	総断面積	mm ²	-	3096.8	-		
破壊抵抗曲げモーメント	中立軸	mm	107	-	107		
	Mr	kN-m	3260.88	-1253.87	3256.77		
曲げ破壊安全度	Mr/Mu	-	1.024	1.083	1.115		

20) 単純PCバシルブT桁橋(145)

付図-2.2.20に上部工図を、付表-2.2.21に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(支間中央)

(b) 側面図

付図-2.2.20 上部工図

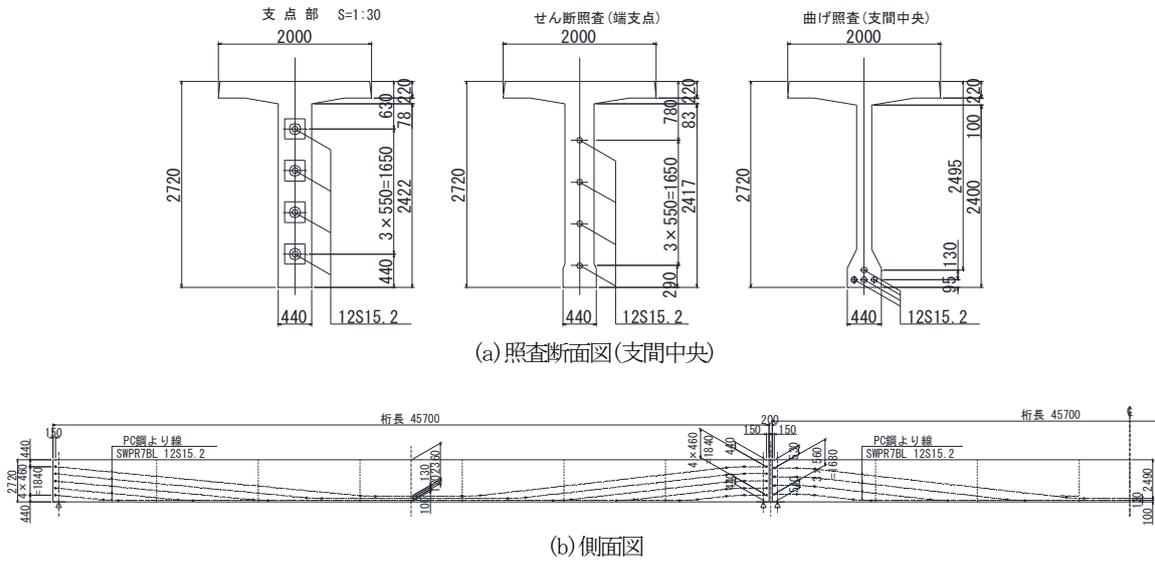
付表-2.2.21 断面計算結果

計算諸元			側径間	中間支点	中央径間
圧縮強度	N/mm ²	50.0	-	-	-
ヤング係数	N/mm ²	3.30x10 ⁴	-	-	-
クリープ係数	-	2.60	-	-	-
ブレ減少 乾燥収縮度	-	200x10 ⁻⁴	-	-	-
不静定 乾燥収縮度	-	150x10 ⁻⁴	-	-	-
有効高	圆心位置	PC鋼材	mm	2572	-
		鉄筋	mm	-	-
	PC鋼材引張強度	N/mm ²	1850	-	-
	鉄筋降伏耐力	N/mm ²	345	-	-

作用断面力	側径間		中間支点	中央径間
	主桁自重	Md1		
死荷重	場所打ち自重	Md2	kN-m	7739.92
	橋面荷重	Md3	kN-m	760.25
	計	Md	kN-m	10492.48
活荷重	活荷重最大	Mlmax	kN-m	4898.29
	活荷重最小	Mlmin	kN-m	-552.33
衝撃	活荷重最大	Mimax	kN-m	700.45
	活荷重最小	Mimin	kN-m	-78.98
プレストレス2次	MPS	kN-m	0.00	-
クリープ	MCR	kN-m	0.00	-
乾燥収縮	MSH	kN-m	0.00	-
終局荷重	1.30+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m	27637.07	-
	1.00+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m	24489.33	-
	1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m	27355.07	-
作用時断面力	採用値	Mu	kN-m	27637.07
プレストレス	初期緊張応力度	σ _{pl}	N/mm ²	1340
	直後プレストレス	σ _{pb}	N/mm ²	1161
	有効プレストレス	σ _{pe}	N/mm ²	1006
	使用鋼材種別	-	12S15.2 (SWPR7B)	-
PC鋼材量	鋼材本数	本	4	-
	1本当り断面積	mm ²	1664.4	-
	総断面積	mm ²	6657.6	-
鉄筋	上縁側	鉄筋径	mm	-
		本数	本	-
		総断面積	mm ²	-
破壊抵抗曲げモーメント	中立軸	mm	168	-
	Mr	kN-m	28669.21	-
曲げ破壊安全度	Mr/Mu	-	1.037	-

21) 3径間連結PCバルブT桁橋(m45)

付図-2.2.21に上部工図を、付表-2.2.22に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(支間中央)

(b) 側面図

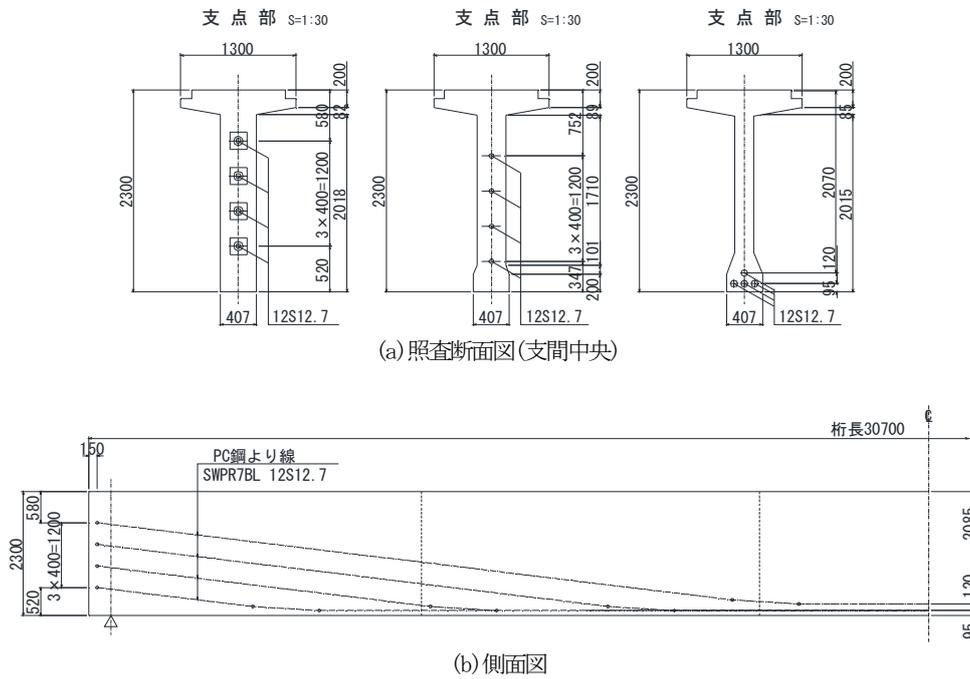
付図-2.2.21 上部工図

付表-2.2.22 断面計算結果

			側径間	中間支点	中央径間			
計算諸元	圧縮強度		N/mm ²	50.0	30.0	50.0		
	ヤング係数		N/mm ²	3.30x10 ⁴				
	クリープ係数		-	2.60				
	ブレ減少乾燥収縮度		-	200x10 ⁻⁶				
	不静定乾燥収縮度		-	150x10 ⁻⁶				
	有効高	圆心位置	PC鋼材	mm	2572	-	2572	
			鉄筋	mm	-	76	-	
	PC鋼材引張強度		N/mm ²	1850				
	鉄筋降伏耐力		N/mm ²	345				
	作用断面力	死荷重	主桁自重	Md1	kN-m	7733.91	0.00	7748.25
場所打ち自重			Md2	kN-m	760.17	0.00	760.25	
橋面荷重			Md3	kN-m	1218.60	-1576.62	440.09	
活荷重		計	Md	kN-m	9712.68	-1576.62	8948.59	
		活荷重最大	Mlmax	kN-m	3924.85	828.72	3201.94	
		活荷重最小	Mlmin	kN-m	-1064.12	-3328.20	-1449.27	
		衝撃	活荷重最大	Mimax	kN-m	557.33	117.68	454.68
			活荷重最小	Mimin	kN-m	-151.10	-472.61	-205.80
		プレストレス2次	MPS	kN-m	154.54	6844.93	0.00	
作用時断面力		クリープ	MCR	kN-m	465.33	-5597.43	1215.22	
		乾燥収縮	MSH	kN-m	0.00	0.00	0.00	
		終局荷重	1.30+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m	24451.80	-10304.13	21989.94	
			1.00+2.5(L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m	21538.00	-9831.15	19305.36	
			1.7(D+L+I)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m	24751.13	-7894.13	22644.08	
採用値		Mu	kN-m	24751.13	-10304.13	22644.08		
プレストレス	初期緊張応力度	σ _{Pl}	N/mm ²	1340	-	1340		
		直後プレストレス	σ _{Po}	N/mm ²	1163	-	1116	
		有効プレストレス	σ _{Pe}	N/mm ²	990	-	948	
	PC鋼材量	使用鋼材種別	-	12S15.2 (SWPR7B)	-	12S15.2 (SWPR7B)		
		鋼材本数	本	4	-	4		
		1本当り断面積	mm ²	1664.4	-	1664.4		
	鉄筋	総断面積	mm ²	6657.6	-	6657.6		
		鉄筋径	-	-	D22	-		
		本数	本	-	32	-		
	破壊抵抗	中立軸	mm	167	-	166		
抵抗モーメント		Mr	kN-m	28623.85	-10597.14	28581.75		
曲げ破壊安全度		Mr/Mu	-	1.156	1.028	1.262		

22) 単純PC コンボ橋 (n30)

付図-2.2.22 に上部工図を, 付表-2.2.23 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(支間中央)

(b) 側面図

付図-2.2.22 上部工図

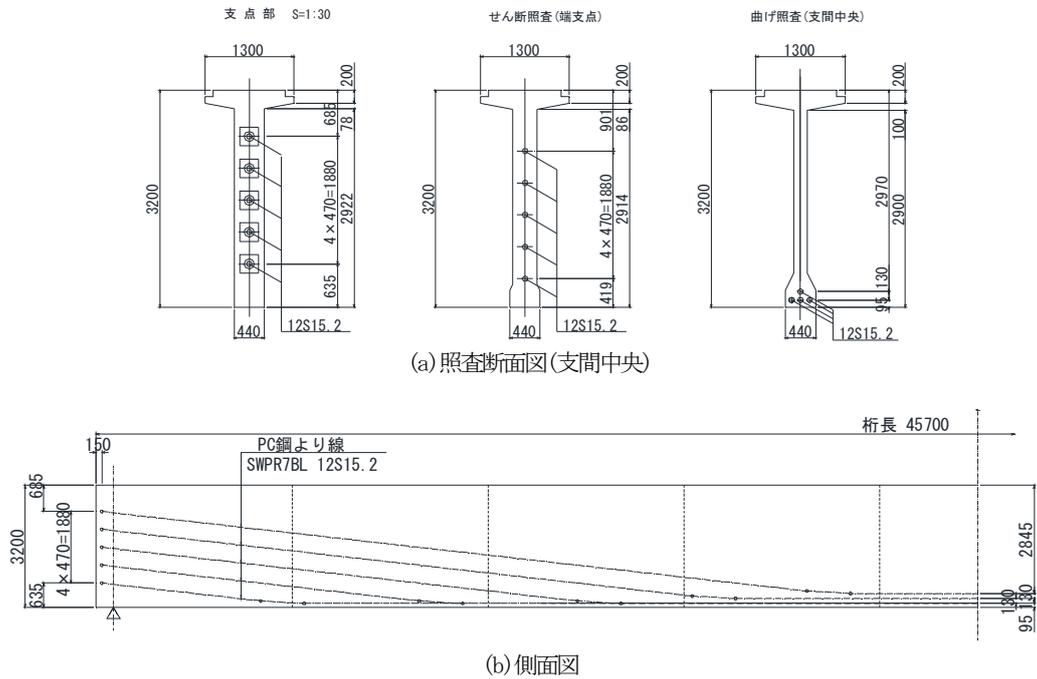
付表-2.2.23 断面計算結果

計算諸元			側径間	中間支点	中央径間
圧縮強度			N/mm ² 50.0	—	—
ヤング係数			N/mm ² 3.30x10 ⁴	—	—
クリープ係数			— 2.60	—	—
ブレ減少 乾燥収縮度			— 200x10 ⁻⁴	—	—
不静定 乾燥収縮度			— 150x10 ⁻⁴	—	—
有効高	圆心位置	PC鋼材	mm 2180	—	—
		鉄筋	—	—	—
PC鋼材引張強度			N/mm ² 1180	—	—
鉄筋降伏耐力			N/mm ² 345	—	—

作用断面力			側径間	中間支点	中央径間
死荷重	主桁自重	Md1	kN-m 2668.08	—	—
	場所打ち自重	Md2	kN-m 149.53	—	—
	床版自重	Md3	kN-m 2341.28	—	—
	橋面荷重	Md4	kN-m 980.43	—	—
	計	Md	kN-m 6139.32	—	—
活荷重	活荷重最大	Mlmax	kN-m 3513.66	—	—
	活荷重最小	Mlmin	kN-m -371.22	—	—
衝撃	活荷重最大	Mimax	kN-m 639.49	—	—
	活荷重最小	Mimin	kN-m -67.56	—	—
プレストレス2次			MPS	kN-m 0.00	—
クリープ			MCR	kN-m 0.00	—
乾燥収縮			MSH	kN-m 0.00	—
終局荷重			1.30+2.5(L-1)+1.0(PS+GR+SH)	kN-m 18363.99	—
作用時断面力			1.00+2.5(L-1)+1.0(PS+GR+SH)	kN-m 16522.20	—
			1.7(D+L+1)+1.0(PS+GR+SH)	kN-m 17497.20	—
採用値			Mu	kN-m 18363.99	—
プレストレス	初期緊張応力度		σ _{Pl}	N/mm ² 1340	—
	直後プレストレス		σ _{Pb}	N/mm ² 1161	—
	有効プレストレス		σ _{Pe}	N/mm ² 1006	—
	PC鋼材量	使用鋼材種別	—	12S12.7 (SWPR7B)	—
鋼材本数		本	4	—	—
1本当り断面積		mm ²	1184.52	—	—
総断面積		mm ²	4738.08	—	—
鉄筋	上縁側	鉄筋径	—	—	—
		本数	本	—	—
		総断面積	mm ²	—	—
破壊抵抗曲げモーメント			中立軸	mm 115	—
			Mr	kN-m 18768.80	—
曲げ破壊安全度			Mr/Mu	—	1.022

23) 単純PC コンボ橋 (n45)

付図-2.2.23 に上部工図を, 付表-2.2.24 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図 (支間中央)

(b) 側面図

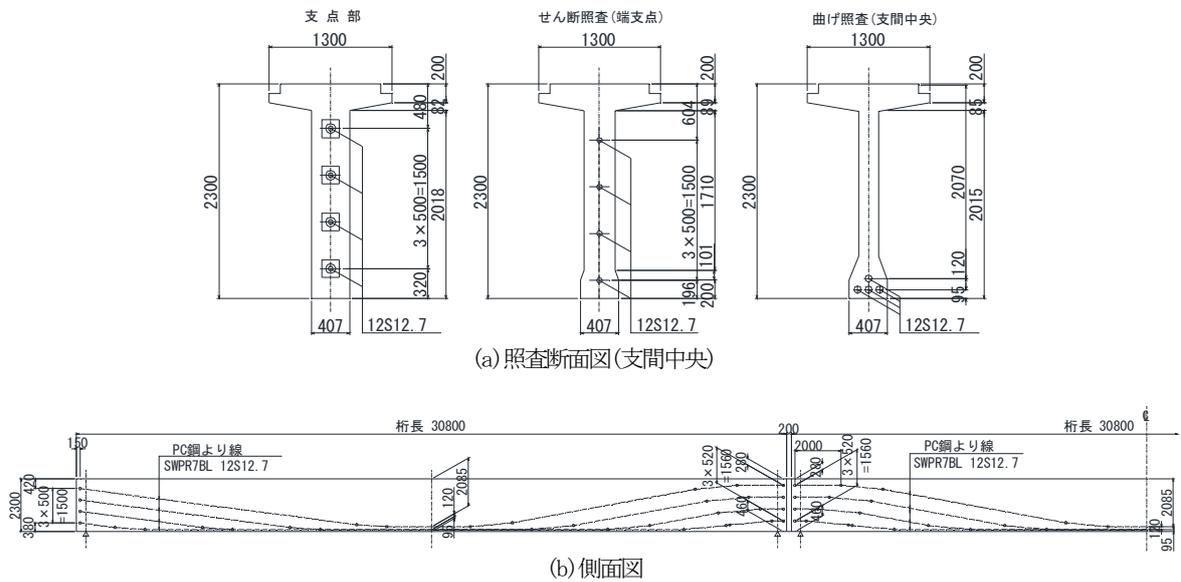
付図-2.2.23 上部工図

付表-2.2.24 断面計算結果

			側径間	中間支点	中央径間		
計算諸元	圧縮強度		N/mm ²	50.0	-	-	
	ヤング係数		N/mm ²	3.30x10 ⁴	-	-	
	クリープ係数		-	2.60	-	-	
	ブレ減少 乾燥収縮度		-	200x10 ⁻⁴	-	-	
	不静定 乾燥収縮度		-	150x10 ⁻⁴	-	-	
	有効高	圆心位置	PC鋼材	mm	3027	-	
			鉄筋	mm	-	-	
	PC鋼材引張強度		N/mm ²	1180	-	-	
	鉄筋降伏耐力		N/mm ²	345	-	-	
	作用断面力	死荷重	主桁自重	Md1	kN・m	7413.48	-
場所打ち自重			Md2	kN・m	333.23	-	-
床版自重			Md3	kN・m	5268.02	-	-
橋面荷重			Md4	kN・m	2198.39	-	-
計			Md	kN・m	15213.12	-	-
活荷重		活荷重最大	Mimax	kN・m	6515.38	-	-
		活荷重最小	Mimin	kN・m	-686.19	-	-
衝撃		活荷重最大	Mimax	kN・m	931.70	-	-
		活荷重最小	Mimin	kN・m	-98.12	-	-
プレストレス2次		MPS	kN・m	0.00	-	-	
クリープ		MCR	kN・m	0.00	-	-	
乾燥収縮		MSH	kN・m	0.00	-	-	
終局荷重作用時断面力		採用値		Mu	kN・m	38522.34	-
		1.30+2.5(L+1)+1.0(PS+CR+SH)		kN・m	38394.76	-	-
		1.00+2.5(L+1)+1.0(PS+CR+SH)		kN・m	33830.82	-	-
1.7(D+L+1)+1.0(PS+CR+SH)		kN・m	38522.34	-	-		
プレストレス	初期緊張応力度		σ _{Pi}	N/mm ²	1340	-	
	直後プレストレス		σ _{Po}	N/mm ²	1141	-	
	有効プレストレス		σ _{Pe}	N/mm ²	951	-	
	PC鋼材量	使用鋼材種別	-	12S15.2 (SWPR7B)	-	-	
		鋼材本数	本	5	-	-	
		1本当り断面積	mm ²	1664.4	-	-	
	総断面積		mm ²	8322	-	-	
鉄筋	上縁側	鉄筋径	-	-	-		
		本数	本	-	-		
		総断面積	mm ²	-	-		
破壊抵抗曲げモーメント		中立軸	mm	205	-		
		M _r	kN・m	44586.40	-		
曲げ破壊安全度		M _r /M _u	-	1.157	-		

24) 3径間連結PCコンボ橋(φ30)

付図-2.2.24に上部工図を、付表-2.2.25に断面計算結果を示す。



付図-2.2.24 上部工図

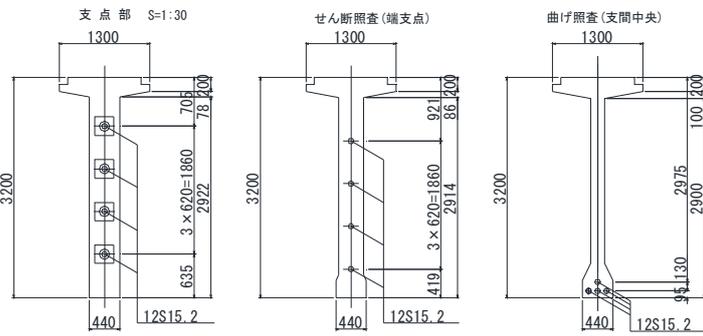
付表-2.2.25 断面計算結果

計算諸元			側径間	中間支点	中央径間
圧縮強度			N/mm ² 50.0	30.0	50.0
ヤング係数			N/mm ² 3.30x10 ⁴		
クリープ係数			2.60		
ブレ減少 乾燥収縮度			200x10 ⁻⁶		
不静定 乾燥収縮度			150x10 ⁻⁶		
有効高	圆心位置	PC鋼材	mm 2180	—	2180
		鉄筋	—	110	—
PC鋼材引張強度			N/mm ² 1180		
鉄筋降伏耐力			N/mm ² 345		

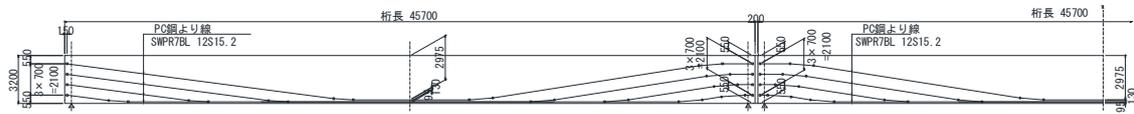
作用断面力			側径間	中間支点	中央径間	
死荷重	主桁自重	Md1	kN-m 2668.08	0.00	2668.08	
	場所打ち自重	Md2	kN-m 149.53	0.00	149.53	
	床版自重	Md3	kN-m 2340.91	0.00	2340.53	
	橋面荷重	Md4	kN-m 575.18	-899.40	189.85	
	計	Md	kN-m 5733.70	-899.40	5347.99	
活荷重	活荷重最大	Mlmax	kN-m 2768.96	498.05	2280.94	
	活荷重最小	Mlmin	kN-m -760.32	-2156.26	-971.70	
衝撃	活荷重最大	Mimax	kN-m 503.95	90.65	415.13	
	活荷重最小	Mimin	kN-m -138.38	-392.44	-176.85	
プレストレス2次		MPS	kN-m 2889.89	5707.88	5635.98	
クリープ		MCR	kN-m -1684.85	-3332.68	-3295.56	
乾燥収縮		MSH	kN-m -175.35	-346.80	-342.99	
終局荷重		1.30+2.5(L-1)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m 16665.78	-5512.57	15689.99	
作用時断面力		1.00+2.5(L-1)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m 14945.67	-5242.75	14085.60	
		1.7(D+L)+1.0(PS+CR+SH)	kN-m 16340.93	-3833.37	15672.33	
		採用値	Mu	kN-m 16665.78	-5512.57	15689.99
プレストレス	初期緊張応力度	σ _{pl}	N/mm ² 1340	—	1340	
	直後プレストレス	σ _{pb}	N/mm ² 1055	—	985	
	有効プレストレス	σ _{pe}	N/mm ² 994	—	932	
	PC鋼材量	使用鋼材種別	—	1 2S12.7 (SWPR7B)	—	1 2S12.7 (SWPR7B)
	鋼材本数	本	4	—	4	
	1本当り断面積	mm ²	1184.52	—	1184.52	
	総断面積	mm ²	4738.08	—	4738.08	
鉄筋	上縁側	鉄筋径	—	D19	—	
		本数	本	24	—	
		総断面積	mm ²	—	6876	—
破壊抵抗曲げモーメント		中立軸	mm 115	—	115	
	Mr	kN-m	18743.90	-5515.429	18721.7	
曲げ破壊安全度		Mr/Mu	—	1.125	1.001	1.193

25) 3 径間連結 PC コンポ橋(φ45)

付図-2.2.25 に上部工図を、付表-2.2.26 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(支間中央)



(b) 側面図

付図-2.2.25 上部工図

付表-2.2.26 断面計算結果

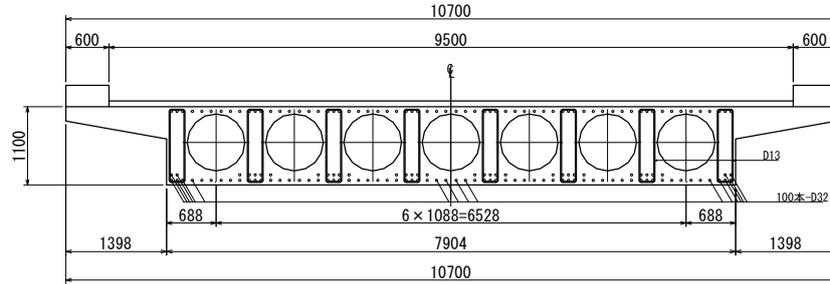
計算諸元			側径間	中間支点	中央径間
圧縮強度	N/mm ²		50.0	30.0	50.0
ヤング係数	N/mm ²		3.30x10 ⁴		
クリーブ係数	-		2.60		
ブレ減少乾燥収縮度	-		200x10 ⁻⁶		
不特定乾燥収縮度	-		150x10 ⁻⁶		
有効高	mm	3073	-	-	3073
PC鋼材引張強度	N/mm ²		1180		
鉄筋降伏耐力	N/mm ²		345		

			側径間	中間支点	中央径間		
作用断面力	死荷重	主桁自重	Md1	kN・m	7491.02	0.00	7491.02
		場所打ち自重	Md2	kN・m	333.23	0.00	333.23
		床版自重	Md3	kN・m	5267.04	0.00	5267.04
		橋面荷重	Md4	kN・m	1273.84	-2029.60	385.49
		計	Md	kN・m	14365.13	-2029.60	13475.81
	活荷重	活荷重最大	Mlmax	kN・m	5014.59	959.81	4119.06
		活荷重最小	Mlmin	kN・m	-1417.10	-4127.50	-1896.86
		衝撃	Mimax	kN・m	912.66	174.69	749.67
		活荷重最小	Mimin	kN・m	-257.91	-751.20	-345.23
		プレストレス2次	MPS	kN・m	5388.35	10667.48	10558.24
終局荷重作用時断面力	クリーブ	MCR	kN・m	-4320.90	-8561.98	-8482.19	
		乾燥収縮	MSH	kN・m	-275.30	-545.50	-540.43
	採用値	Mu	kN・m	35289.20	-13275.23	32721.34	
		初期緊張応力度	σ _{Pi}	N/mm ²	1340	-	1340
		直後プレストレス	σ _{Po}	N/mm ²	1073	-	1012
	PC鋼材量	有効プレストレス	σ _{Pe}	N/mm ²	1002	-	951
		使用鋼材種別			12S15.2 (SWPR7B)	-	12S15.2 (SWPR7B)
		鋼材本数	本	4	-	4	
		1本当り断面積	mm ²	1664.4	-	1664.4	
		総断面積	mm ²	6657.6	-	6657.6	
鉄筋	上縁側	鉄筋径	mm	-	D19	-	
		本数	本	-	44	-	
		総断面積	mm ²	-	12606	-	
破壊抵抗曲げモーメント	中立軸	mm	115	-	115		
	M _r	kN・m	36317.90	-13731.284	36267.5		
曲げ破壊安全度	M _r /M _u	-	1.029	1.034	1.108		

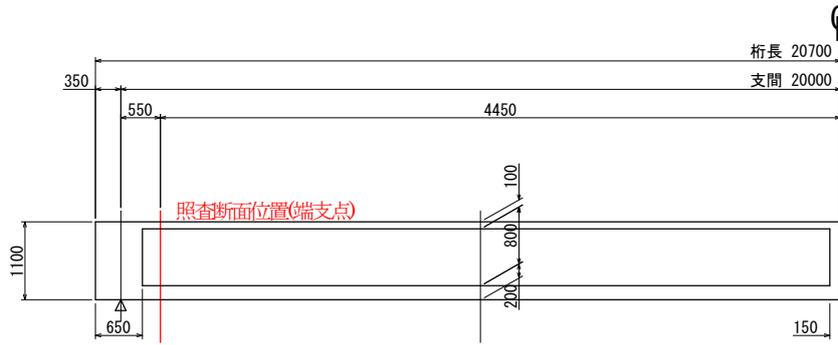
(2) 斜引張破壊に対する耐力照査用モデル

1) 単純RC 中空床版橋 (a20)

付図-2.2.26 に上部工図を、付表-2.2.27 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(端支点)



(b) 側面図

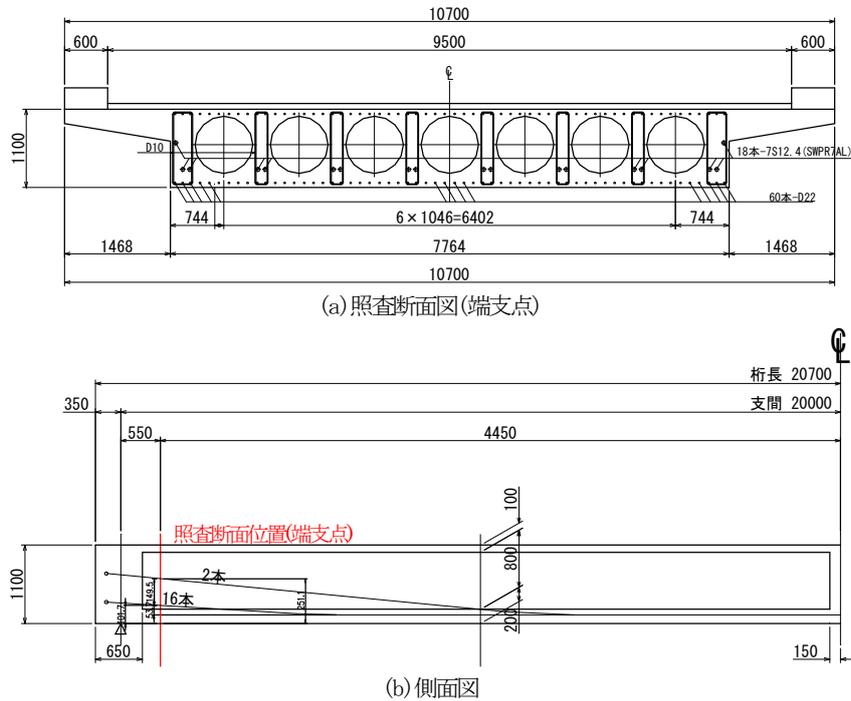
付図-2.2.26 上部工図

付表-2.2.27 断面計算結果

圧縮強度		N/mm ²	24.0	
ヤング係数		N/mm ²	2.50×10 ⁴	
クリープ係数		-	2.60	
プレストレス減少 乾燥収縮度		-	200×10 ⁻⁶	
不静定 乾燥収縮度		-	150×10 ⁻⁶	
鉄筋降伏耐力		N/mm ²	345	
死荷重	主桁自重	S _{d1}	kN 1421.65	
	橋面荷重	S _{d2}	kN 266.30	
計		S _d	kN 1687.95	
活荷重	活荷重最大	S _{max}	kN 898.51	
	活荷重最小	S _{min}	kN -0.88	
衝撃	活荷重最大	S _{max}	kN 157.24	
	活荷重最小	S _{min}	kN -0.15	
終局荷重作用時	採用値最大	1.3D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)	kN 4833.71	
		1.3D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)	kN 2191.75	
		1.0D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)	kN 4327.32	
		1.0D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)	kN 1685.37	
		1.7(D+I _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)	kN 4664.29	
		1.7(D+I _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)	kN 2867.76	
	採用値最小	S _u 最大	kN 4833.71	
		M _{Su max}	kNm 2496.42	
		d _{Su max}	m 1.008	
		tanα	- 0.000	
		Su最大(有効高考慮)	kN 4833.71	
		S _u 最小	kN 1685.37	
採用値最大	M _{Su min}	kNm 982.10		
	d _{Su min}	m 1.008		
	tanα	- 0.000		
	Su最小(有効高考慮)	kN 1685.37		
	幅		b	mm 2304
	コンクリート負担応力度		τ _c	N/mm ² 0.39
プレストレス分力		S _p	kN 0.00	
斜引張鉄筋量		配筋	- D13ctc125	
		配置量	mm ² /m 16217.6	
最大	斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN 4903.23	
	デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm 0.00	
	軸力補正係数	k	- 1.000	
	コンクリート負担力	S _c	kN 905.57	
	せん断耐力	P _{s2}	kN 5808.80	
	せん断安全度	P _{s2} /S _u	- 1.202	
最小	斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN 4903.23	
	デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm 0.00	
	軸力補正係数	k	- 1.000	
	コンクリート負担力	S _c	kN 905.57	
	せん断耐力	P _{s2}	kN 5808.80	
	せん断安全度	P _{s2} /S _u	- 3.447	

2) 単純 PRC 中空床版橋 (b20)

付図-2.2.27 に上部工図を, 付表-2.2.28 に断面計算結果を示す。



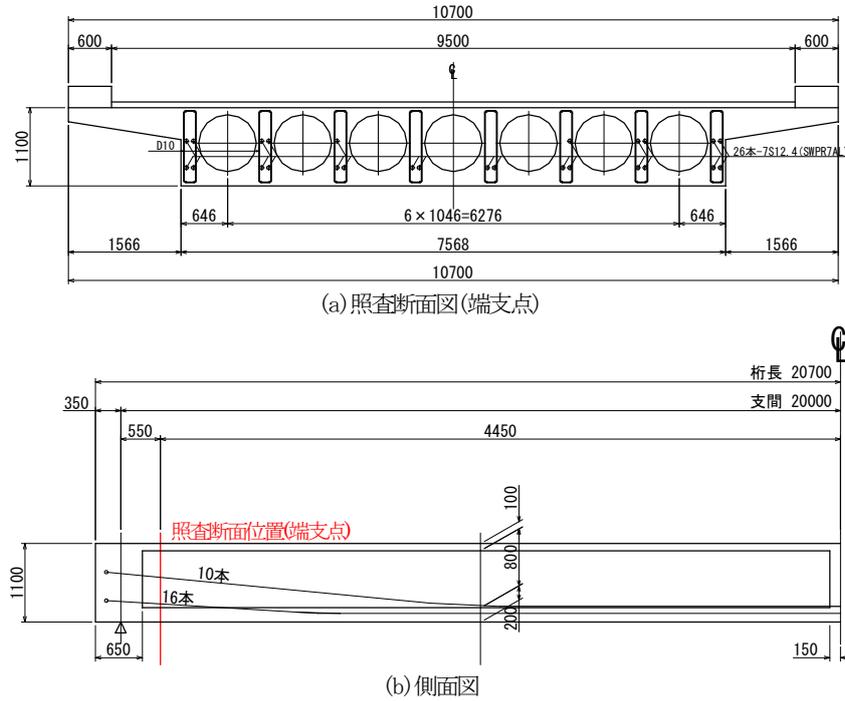
付図-2.2.27 上部工図

付表-2.2.28 断面計算結果

圧縮強度		N/mm ²	40.0	幅		b	mm	2164	
ヤング係数		N/mm ²	3.10×10 ⁴	コンクリート負担応力度		τ _c	N/mm ²	0.55	
クリープ係数		-	2.60	プレストレス分力		S _p	kN	755.81	
プレストレス減少 乾燥収縮度		-	200×10 ⁻⁶	斜引張鉄筋量		配筋	-	D13cte250	
不静定 乾燥収縮度		-	150×10 ⁻⁶			配置量	mm ² /m	8108.8	
PC鋼材引張強度		N/mm ²	1700	最大		斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN	2517.78
鉄筋降伏耐力		N/mm ²	345			デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm	5864.82
死荷重	主桁自重	S _{d1}	kN	1396.53	軸力補正係数	k	-	2.000	
	橋面荷重	S _{d2}	kN	266.30	コンクリート負担力	S _c	kN	2463.71	
計		S _d	kN	1662.83	せん断耐力	P _{s2}	kN	5737.31	
活荷重	活荷重最大	S _{imax}	kN	898.51	せん断安全度	P _{s2} /S _u	-	1.169	
	活荷重最小	S _{imin}	kN	-0.88	最小		斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN
衝撃	活荷重最大	S _{imax}	kN	199.67			デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm
	活荷重最小	S _{imin}	kN	-0.20	軸力補正係数	k	-	2.000	
終局荷重作用時	1.3D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	4907.13	コンクリート負担力	S _c	kN	2463.71	
	1.3D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	2158.99	せん断耐力	P _{s2}	kN	5737.31	
	1.0D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	4408.28	せん断安全度	P _{s2} /S _u	-	3.456	
	1.0D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	1660.14					
	1.7(D+L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	4693.72					
	1.7(D+L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	2824.98					
	採用値最大	S _u 最大		kN	4907.13				
		M _{Su max}		kNm	2529.24				
		d _{Su max}		m	1.035				
		tanα		-	0.000				
	採用値最小	Su最大(有効高考慮)		kN	4907.13				
		S _u 最小		kN	1660.14				
		M _{Su min}		kNm	969.64				
		d _{Su min}		m	1.035				
tanα		-	0.000						
Su最小(有効高考慮)		kN	1660.14						

3) 単純PC 中空床版橋 (c20)

付図-2.2.28 に上部工図を, 付表-2.2.29 に断面計算結果を示す。



付図-2.2.28 上部工図

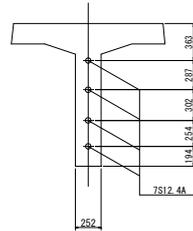
付表-2.2.29 断面計算結果

圧縮強度		N/mm ²	40.0	
ヤング係数		N/mm ²	3.10×10 ⁴	
クリープ係数		-	2.60	
プレストレス減少 乾燥収縮度		-	200×10 ⁻⁶	
不静定 乾燥収縮度		-	150×10 ⁻⁶	
PC鋼材引張強度		N/mm ²	1700	
鉄筋降伏耐力		N/mm ²	345	
死荷重	主桁自重	S _{d1}	kN 1361.36	
	橋面荷重	S _{d2}	kN 266.30	
計		S _d	kN 1627.66	
活荷重	活荷重最大	S _{lmax}	kN 898.51	
	活荷重最小	S _{lmin}	kN -0.88	
衝撃	活荷重最大	S _{lmax}	kN 199.67	
	活荷重最小	S _{lmin}	kN -0.20	
終局荷重作用時	採用値最大	1.3D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)	kN 4861.41	
		1.3D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)	kN 2113.27	
		1.0D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)	kN 4373.11	
		1.0D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)	kN 1624.97	
		1.7(D+L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)	kN 4633.93	
		1.7(D+L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)	kN 2765.20	
	採用値最小	S ₀ 最大	kN 4861.41	
		M _{Su max}	kNm 2503.36	
		d _{Su max}	m 1.035	
		tanα	- 0.000	
		Su最大(有効高考慮)	kN 4861.41	
		S ₀ 最小	kN 1624.97	
		M _{Su min}	kNm 949.73	
		d _{Su min}	m 1.035	
採用値最大			S ₀ 最大	kN 4861.41
採用値最小			S ₀ 最小	kN 1624.97

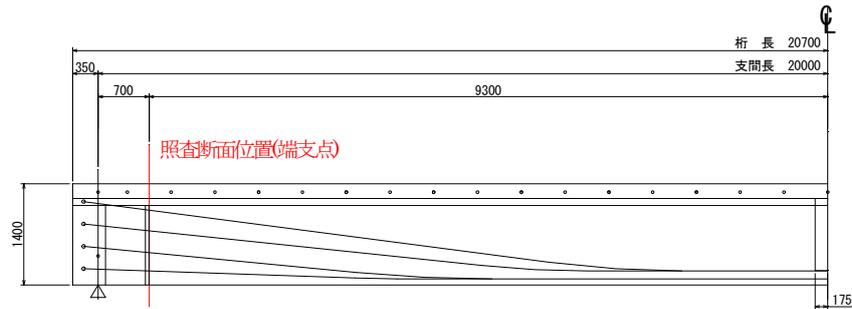
幅		b	mm	1968
コンクリート負担応力度		τ _c	N/mm ²	0.55
プレストレス分力		S _p	kN	1218.95
斜引張鉄筋量	配筋	-	D13cte250	
	配置量	mm ² /m	8108.8	
最大	斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN	2517.78
	デコップレッションモーメント	M ₀	kNm	7210.24
	軸力補正係数	k	-	2.000
	コンクリート負担力	S _c	kN	2240.57
	せん断耐力	P _{s2}	kN	5977.30
最小	せん断安全度	P _{s2} /S _u	-	1.230
	斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN	2517.78
	デコップレッションモーメント	M ₀	kNm	7210.24
	軸力補正係数	k	-	2.000
	コンクリート負担力	S _c	kN	2240.57
せん断耐力	P _{s2}	kN	5977.30	
せん断安全度	P _{s2} /S _u	-	3.678	

4) 単純ポステンT桁橋 (d20)

付図-2.2.29 に上部工図を、付表-2.2.30 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(端支点)



(b) 側面図

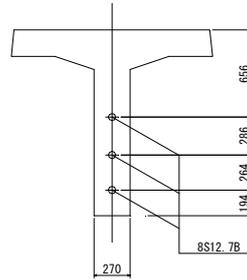
付図-2.2.29 上部工図

付表-2.2.30 断面計算結果

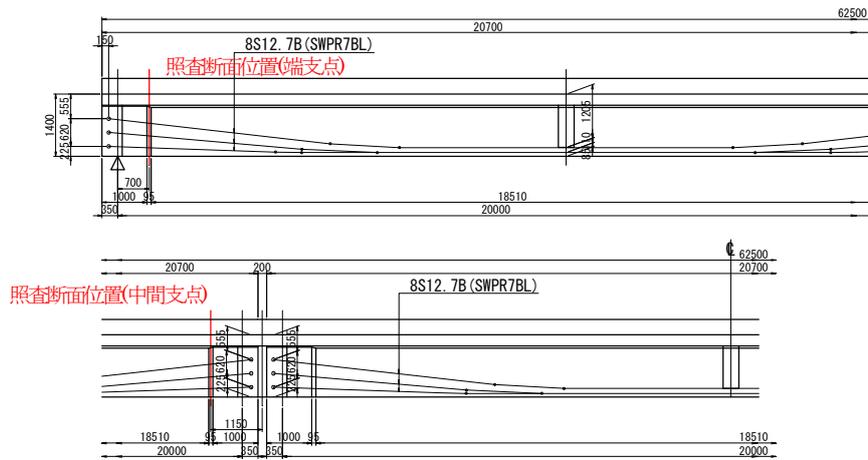
圧縮強度		N/mm^2	40.0
ヤング係数		N/mm^2	3.10×10^4
クリープ係数		-	2.60
プレストレス減少 乾燥収縮度		-	200×10^{-6}
不静定 乾燥収縮度		-	150×10^{-6}
PC鋼材引張強度		N/mm^2	1700
鉄筋降伏耐力		N/mm^2	345
死荷重	主桁自重	S_{d1}	kN 143.87
	揚所打ち自重	$S_{d1'}$	kN 21.02
	橋面荷重	S_{d2}	kN 57.46
	計	S_d	kN 222.35
活荷重	活荷重最大	S_{max}	kN 235.84
	活荷重最小	S_{min}	kN -19.85
衝撃	活荷重最大	S_{max}	kN 52.36
	活荷重最小	S_{min}	kN -4.40
終局荷重作用時	採用値最大	$1.3D+2.5(L_{max}+I_{max})+1.0(PS+CR+SH)$	kN 1009.56
		$1.3D+2.5(L_{min}+I_{min})+1.0(PS+CR+SH)$	kN 942.85
		$1.0D+2.5(L_{max}+I_{max})+1.0(PS+CR+SH)$	kN 867.94
		$1.0D+2.5(L_{min}+I_{min})+1.0(PS+CR+SH)$	kN 228.44
		$1.7(D+I_{max}+I_{min})+1.0(PS+CR+SH)$	kN 161.74
		$1.7(D+L_{min}+I_{min})+1.0(PS+CR+SH)$	kN 336.78
		S_u 最大	kN 1009.56
	採用値最小	$M_{Su\ max}$	kNm 545.25
		$d_{Su\ max}$	m 1.340
		$\tan\alpha$	- 0.000
		S_u 最大(有効高考慮)	kN 1009.56
		S_u 最小	kN 161.74
		$M_{Su\ min}$	kNm 169.33
		$d_{Su\ min}$	m 1.340
$\tan\alpha$	- 0.000		
S_u 最小(有効高考慮)	kN 161.74		
幅		b	mm 252
コンクリート負担応力度		τ_c	N/mm^2 0.55
プレストレス分力		S_p	kN 200.57
斜引張鉄筋量	配筋	-	D16ctc250
	配置量	mm^2/m	1588.80
最大	斜引張鉄筋抵抗力	S_s	kN 638.70
	デコンプレッションモーメント	M_0	kNm 1207.17
	軸力補正係数	k	- 2.000
	コンクリート負担力	S_c	kN 371.45
	せん断耐力	P_{e2}	kN 1210.72
	せん断安全度	P_{e2}/S_u	- 1.199
最小	斜引張鉄筋抵抗力	S_s	kN 638.70
	デコンプレッションモーメント	M_0	kNm 1207.17
	軸力補正係数	k	- 2.000
	コンクリート負担力	S_c	kN 371.45
	せん断耐力	P_{e2}	kN 1210.72
	せん断安全度	P_{e2}/S_u	- 7.486

5) 連結ポステンT桁橋 (e20)

付図-2.2.30 に上部工図を、付表-2.2.31 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(端支点, 中間支点)



(b) 側面図

付図-2.2.30 上部工図

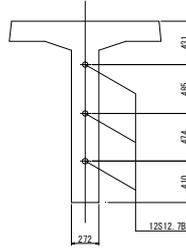
付表-2.2.31 断面計算結果

照査部位		端支点	中間支点
圧縮強度		40.0	
ヤング係数		3.10×10 ⁴	
クリープ係数		2.60	
プレストレス減少 乾燥収縮度		200×10 ⁻⁶	
不静定 乾燥収縮度		150×10 ⁻⁶	
PC鋼材引張強度		1700	
鉄筋降伏耐力		345	
死荷重	主桁自重	S _{d1}	kN 143.88 -143.88
	場所打ち自重	S _{d1'}	kN 21.02 -21.02
	橋面荷重	S _{d2}	kN 50.93 -78.56
	計	S _d	kN 215.83 -243.46
活荷重	活荷重最大	S _{imax}	kN 212.84 26.05
	活荷重最小	S _{imin}	kN -25.88 -271.87
衝撃	活荷重最大	S _{imax}	kN 47.25 5.78
	活荷重最小	S _{imin}	kN -5.74 -60.36
クリープ	死荷重	S _{CR1}	kN 0.00 0.00
	ブレ2次	S _{CR2}	kN 78.78 78.78
	計	S _{CR}	kN 78.78 78.78
終局荷重作用時	1.3D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN 1009.58 -158.14
	1.3D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN 944.84 -85.11
	1.0D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN 887.84 -280.99
	1.0D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN 280.31 -1068.29
	1.7(D+L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN 215.56 -995.26
	1.7(D+L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN 391.94 -899.89
	採用値最大	S _σ 最大	kN 1009.58 1068.29
		M _{Su max}	kNm 683.03 444.94
		d _{Su max}	m 1.340 1.340
		tanα	- 0.000 0.000
		Su最大(有効高考慮)	kN 1009.58 1068.29
		採用値最小	S _σ 最小
	M _{Su min}		kNm 418.80 1602.43
	d _{Su min}		m 1.340 1.340
tanα	- 0.000 0.000		
Su最小(有効高考慮)	kN 215.56 85.11		

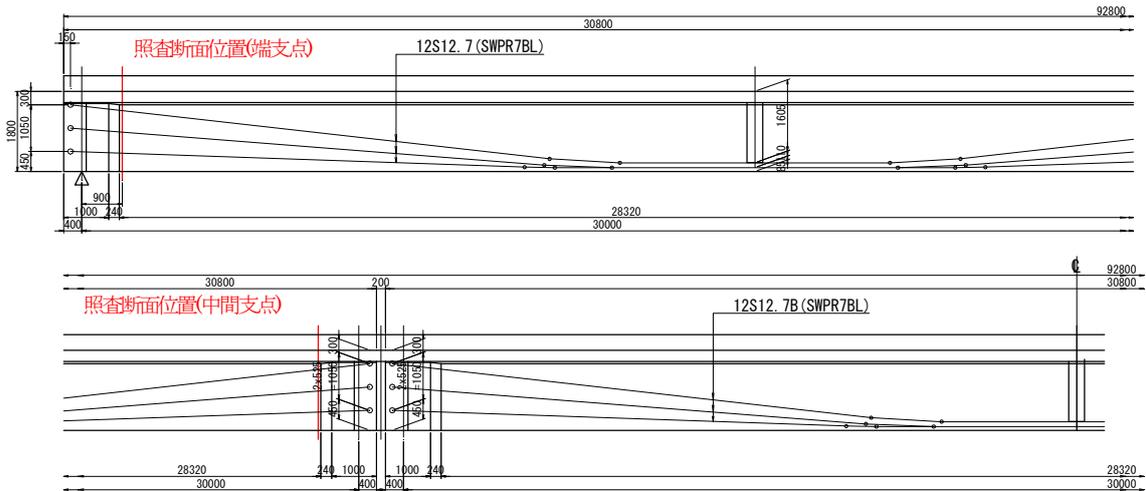
照査部位		端支点	中間支点
幅	b	mm 261	261
コンクリート負担応力度	τ _c	N/mm ² 0.55	0.55
プレストレス分力	S _p	kN 173.19	169.37
斜引張鉄筋量	配筋	- D16ctc250	D13ctc125
	配置量	mm ² /m 1588.80	2027.20
最大	斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN 638.70 814.93
	デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm 1531.88 1498.16
	軸力補正係数	k	- 2.000 2.000
	コンクリート負担力	S _c	kN 384.71 384.71
	せん断耐力	P _{s2}	kN 1196.60 1369.02
	せん断安全度	P _{s2} /S _σ	- 1.185 1.282
最小	斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN 638.70 814.93
	デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm 1531.88 1498.16
	軸力補正係数	k	- 2.000 1.935
	コンクリート負担力	S _c	kN 384.71 372.20
	せん断耐力	P _{s2}	kN 1196.60 1356.50
	せん断安全度	P _{s2} /S _σ	- 5.551 15.939

6) 連結ポステンT桁橋 (e30)

付図-2.2.31 に上部工図を、付表-2.2.32 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(端支点, 中間支点)



(b) 側面図

付図-2.2.31 上部工図

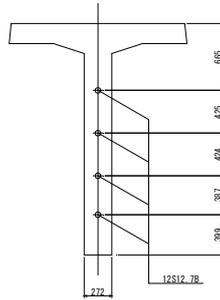
付表-2.2.32 断面計算結果

照査部位			端支点	中間支点	
圧縮強度			N/mm ²	40.0	
ヤング係数			N/mm ²	3.10×10 ⁴	
クリープ係数			-	2.60	
プレストレス減少 乾燥収縮度			-	200×10 ⁻⁶	
不静定 乾燥収縮度			-	150×10 ⁻⁶	
PC鋼材引張強度			N/mm ²	1700	
鉄筋降伏耐力			N/mm ²	345	
死荷重	主桁自重	S _{d1}	kN	265.40	-265.40
	場所打ち自重	S _{d1'}	kN	31.35	-31.35
	橋面荷重	S _{d2}	kN	73.06	-113.29
	計	S _d	kN	369.81	-410.04
活荷重	活荷重最大	S _{imax}	kN	274.10	38.45
	活荷重最小	S _{imin}	kN	-38.89	-340.84
衝撃	活荷重最大	S _{imax}	kN	49.89	7.00
	活荷重最小	S _{imin}	kN	-7.08	-62.03
クリープ	死荷重	S _{CR1}	kN	0.00	0.00
	ブレ2次	S _{CR2}	kN	63.19	63.19
	計	S _{CR}	kN	63.19	63.19
終局荷重作用時	1.3D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	1353.92	-356.24
	1.3D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	1242.98	-233.23
	1.0D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	1242.65	-556.61
	1.0D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	429.02	-1477.04
	1.7(D+L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	318.08	-1354.03
	1.7(D+L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	613.72	-1318.76
	採用値最大	S _u 最大	kN	1353.92	1477.04
		M _{Su max}	kNm	701.67	844.75
		d _{Su max}	m	1.740	1.740
		tanα	-	0.000	0.000
		Su最大(有効高考慮)	kN	1353.92	1477.04
	採用値最小	S _u 最小	kN	318.08	233.23
		M _{Su min}	kNm	416.51	1602.88
		d _{Su min}	m	1.740	1.740
tanα		-	0.000	0.000	
Su最小(有効高考慮)		kN	318.08	233.23	

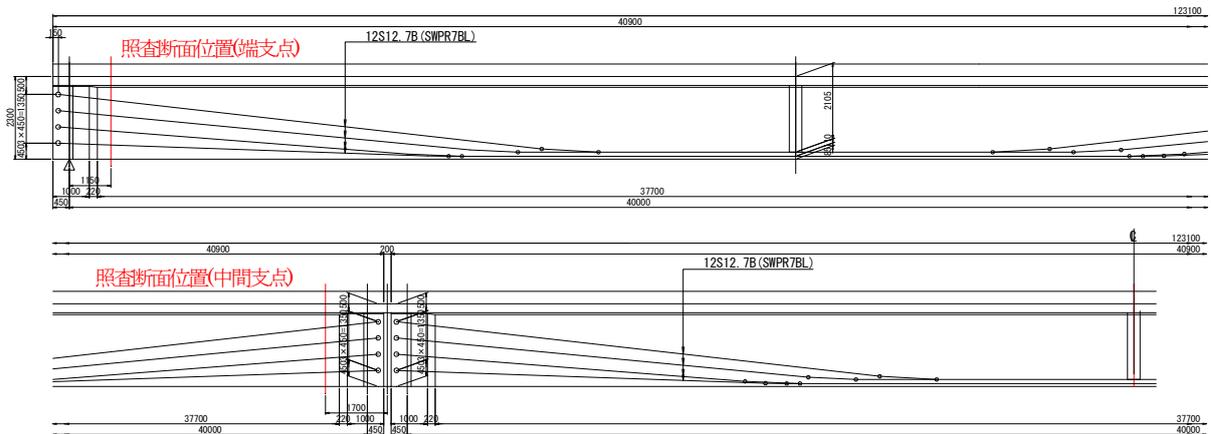
照査部位			端支点	中間支点	
幅	b	mm	272	272	
コンクリート負担応力度	τ _c	N/mm ²	0.55	0.55	
プレストレス分力	S _p	kN	272.43	262.50	
斜引張鉄筋筋量	配筋	-	D16ctc250	D13ctc125	
	配置量	mm ² /m	1588.80	2027.20	
最大	斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN	829.35	1058.20
	デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm	2060.81	2032.16
	軸力補正係数	k	-	2.000	2.000
	コンクリート負担力	S _c	kN	520.61	520.61
	せん断耐力	P _{s2}	kN	1622.39	1841.31
	せん断安全度	P _{s2} /S _u	-	1.198	1.247
	斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN	829.35	1058.20
最小	デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm	2060.81	2032.16
	軸力補正係数	k	-	2.000	2.000
	コンクリート負担力	S _c	kN	520.61	520.61
	せん断耐力	P _{s2}	kN	1622.39	1841.31
	せん断安全度	P _{s2} /S _u	-	5.101	7.895

7) 連結ポステンT桁橋 (e40)

付図-2.2.32 に上部工図を、付表-2.2.33 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図(端支点, 中間支点)



(b) 側面図

付図-2.2.32 上部工図

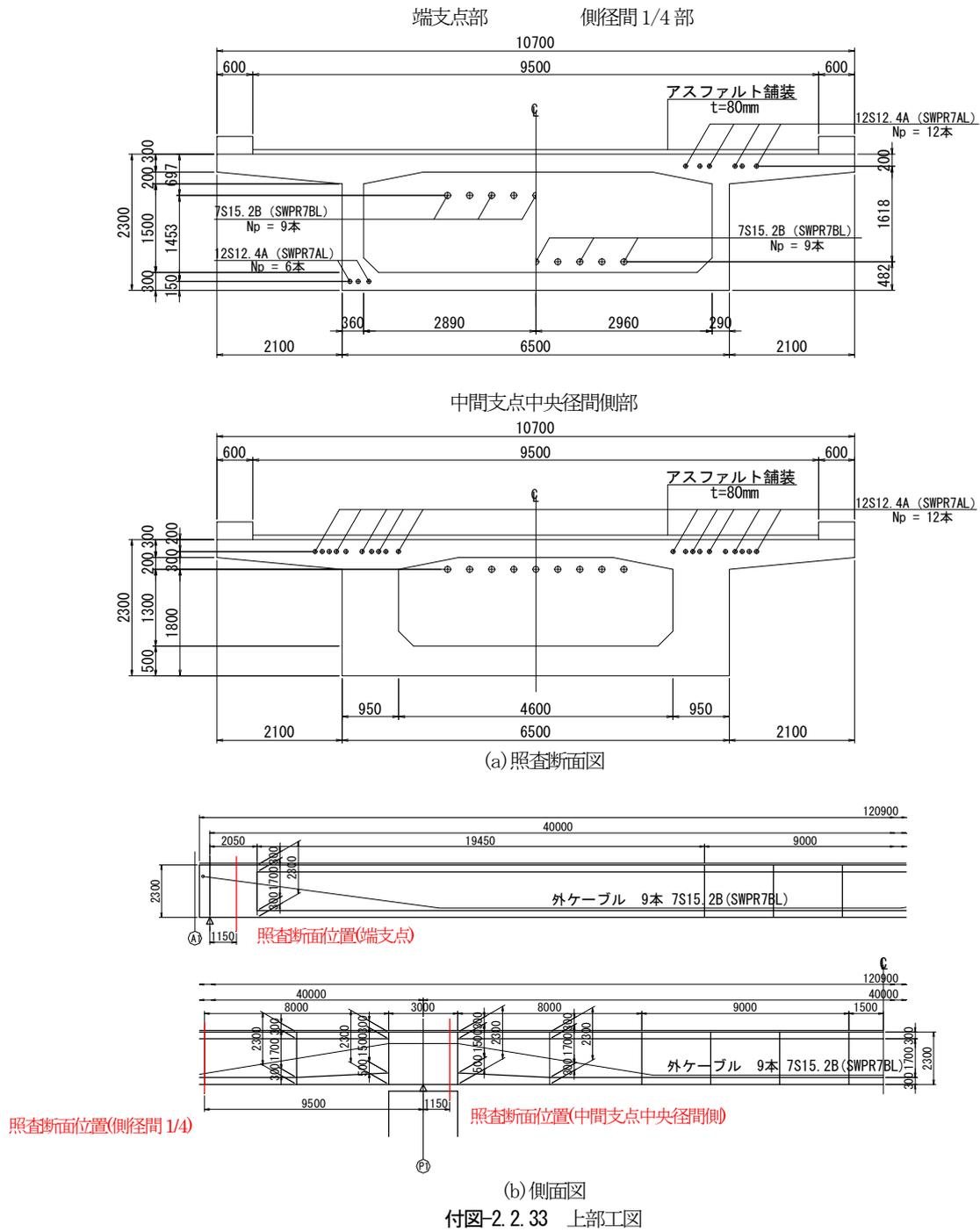
付表-2.2.33 断面計算結果

照査部位			端支点	中間支点	
圧縮強度			N/mm ²	40.0	
ヤング係数			N/mm ²	3.10×10 ⁴	
クリープ係数			-	2.60	
プレストレス減少 乾燥収縮度			-	200×10 ⁻⁶	
不静定 乾燥収縮度			-	150×10 ⁻⁶	
PC鋼材引張強度			N/mm ²	1700	
鉄筋降伏耐力			N/mm ²	345	
死荷重	主桁自重	S _{d1}	kN	440.56	-440.56
	場所打ち自重	S _{d1'}	kN	24.81	-24.81
	橋面荷重	S _{d2}	kN	97.14	-150.27
	計	S _d	kN	562.51	-615.64
活荷重	活荷重最大	S _{imax}	kN	319.80	46.23
	活荷重最小	S _{imin}	kN	-48.17	-393.17
衝撃	活荷重最大	S _{imax}	kN	49.25	7.12
	活荷重最小	S _{imin}	kN	-7.42	-60.55
クリープ	死荷重	S _{CR1}	kN	0.00	0.00
	プレ2次	S _{CR2}	kN	69.73	69.73
	計	S _{CR}	kN	69.73	69.73
終局荷重作用時	1.3D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	1723.62	-597.23
	1.3D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	1554.87	-412.54
	1.0D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	1653.38	-886.16
	1.0D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	662.02	-1864.90
	1.7(D+L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	493.27	-1680.21
	1.7(D+L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	931.49	-1748.18
	採用値最大	S _u 最大	kN	1723.62	1864.90
		M _{Su max}	kNm	1196.84	20.09
		d _{Su max}	m	2.240	2.240
		tanα	-	0.000	0.000
		Su最大(有効高考慮)	kN	1723.62	1864.90
	採用値最小	S _u 最小	kN	493.27	412.54
		M _{Su min}	kNm	641.15	1745.59
		d _{Su min}	m	2.240	2.240
tanα		-	0.000	0.000	
Su最小(有効高考慮)		kN	493.27	412.54	

照査部位			端支点	中間支点
幅	b	mm	272	272
コンクリート負担応力度	τ _c	N/mm ²	0.55	0.55
プレストレス分力	S _p	kN	364.38	356.95
斜引張鉄筋筋量	配筋	-	D16ct250	D13ct125
	配置量	mm ² /m	1588.80	2027.20
斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN	1067.67	1362.28
デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm	3925.76	3848.25
軸力補正係数	k	-	2.000	2.000
コンクリート負担力	S _c	kN	670.21	670.21
せん断耐力	P _{s2}	kN	2102.26	2389.44
せん断安全度	P _{s2} /S _u	-	1.220	1.281
斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN	1067.67	1362.28
デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm	3925.76	3848.25
軸力補正係数	k	-	2.000	2.000
コンクリート負担力	S _c	kN	670.21	670.21
せん断耐力	P _{s2}	kN	2102.26	2389.44
せん断安全度	P _{s2} /S _u	-	4.262	5.792

8) PC 連続箱桁橋 (f40)

付図-2.2.33 に上部工図を、付表-2.2.34 に断面計算結果を示す。



付図-2.2.33 上部工図

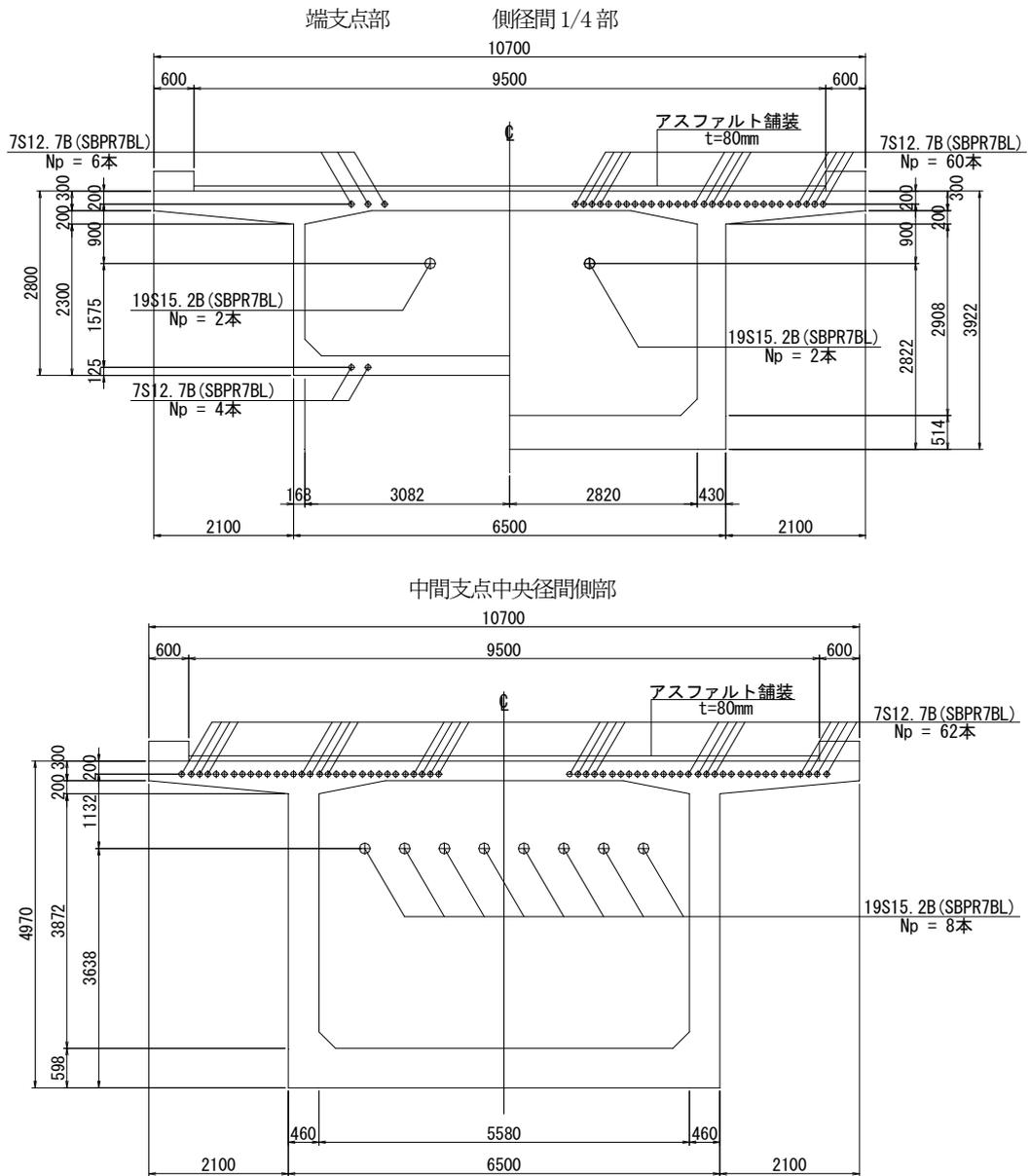
付表-2.2.34 断面計算結果

照査部位			端支点	側径間1/4	中間支点 中央径間側	
圧縮強度			N/mm ²	40.0		
ヤング係数			N/mm ²	3.10×10 ⁴		
クリープ係数			-	2.60		
プレストレス減少 乾燥収縮度			-	200×10 ⁻⁶		
不静定 乾燥収縮度			-	150×10 ⁻⁶		
PC鋼材 引張強度	内ケーブル	N/mm ²	1850			
	外ケーブル	N/mm ²	1850			
鉄筋降伏耐力			N/mm ²	345		
死荷重	主桁自重	S _{d1}	kN	2309.73	4180.92	
	橋面荷重	S _{d2}	kN	415.37	531.19	
計			S _d	2725.10	4712.11	
活荷重	活荷重最大	S _{imax}	kN	1163.47	1370.92	
	活荷重最小	S _{imin}	kN	-122.45	-210.03	
衝撃	活荷重最大	S _{imax}	kN	179.00	210.91	
	活荷重最小	S _{imin}	kN	-18.84	-32.31	
ブレ2次	内ケーブル	S _{PS1}	kN	182.31	0.00	
	外ケーブル	S _{PS2}	kN	142.15	0.00	
	計	S _{PS}	kN	324.46	0.00	
クリープ	死荷重	S _{CR1}	kN	286.61	0.00	
	ブレ2次	S _{CR2}	kN	-312.09	0.00	
	計	S _{CR}	kN	-25.48	0.00	
終局 荷重 作用時	1.3D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	7197.76	10080.32	
	1.3D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	3488.38	5519.88	
	1.0D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	6380.23	8666.69	
	1.0D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	2670.85	4106.24	
	1.7(D+L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	7213.83	10699.70	
	1.7(D+L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	4691.45	7598.60	
	採用値最大	S _u 最大	kN	7213.83	-7888.58	10699.70
		M _{Su max}	kNm	8207.18	3211.89	-75184.99
		d _{Su max}	m	2.08	2.18	2.10
		tanα	-	0.000	0.000	0.000
		Su最大(有効高考慮)	kN	7213.83	-7888.58	10699.70
	採用値最小	S _u 最小	kN	2670.85	-2992.47	4106.24
		M _{Su min}	kNm	3267.88	11219.94	-29678.10
		d _{Su min}	m	2.08	2.18	2.10
tanα		-	0.000	0.000	0.000	
Su最小(有効高考慮)		kN	2670.85	-2992.47	4106.24	

照査部位			端支点	中間支点	中間支点 中央径間側
幅	b	mm	720	1344	1900
コンクリート負担応力度	τ _c	N/mm ²	0.55	0.55	0.55
プレストレス分力	S _p	kN	1617.55	-1490.19	0.00
斜引張鉄筋量	配筋	-	D16ctc125	D16ctc125	D22ctc125
	配置量	mm ³ /m	6355.2	6355.2	12387.2
斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN	3963.74	4146.77	7803.94
デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm	3963.74	4146.77	7803.94
軸力補正係数	k	-	8563.39	8585.94	-44220.42
コンクリート負担力	S _c	kN	2.000	2.000	1.588
せん断耐力	P _{s2}	kN	1646.57	-3215.52	3485.21
せん断安全度	P _{s2} /S _u	-	7227.86	-8852.48	11289.14
斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN	1.002	1.122	1.055
デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm	8563.39	8585.94	-44220.42
軸力補正係数	k	-	2.000	1.765	2.000
コンクリート負担力	S _c	kN	1646.57	-2838.08	4389.00
せん断耐力	P _{s2}	kN	7227.86	-8475.04	12192.94
せん断安全度	P _{s2} /S _u	-	2.706	2.832	2.969

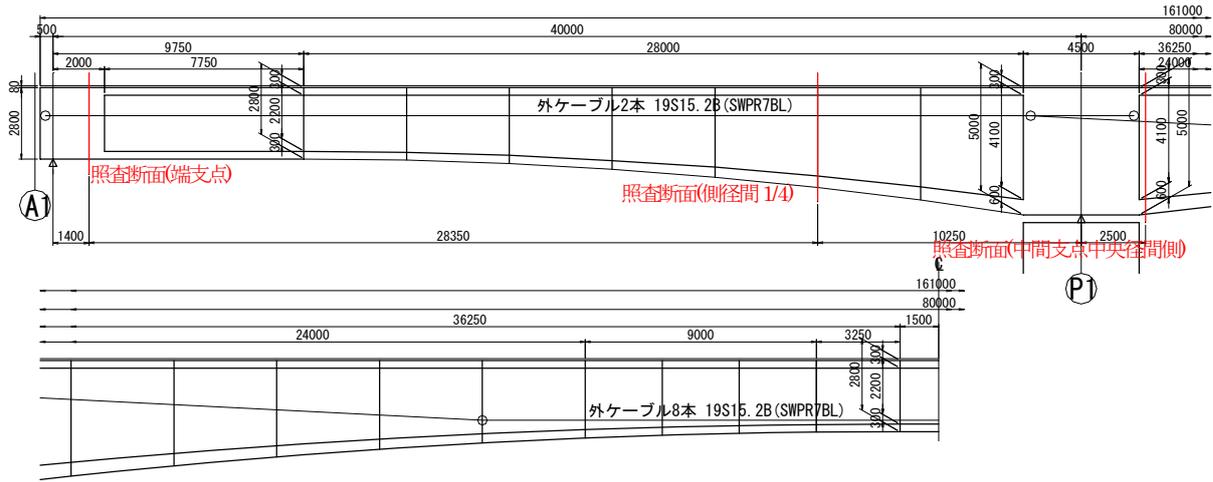
9) PC 連続箱桁橋 (f80)

付図-2.2.34 に上部工図を、付表-2.2.35 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図

付図-2.2.34 上部工図(1)



(b)側面図
付図-2.2.34 上部工図(2)

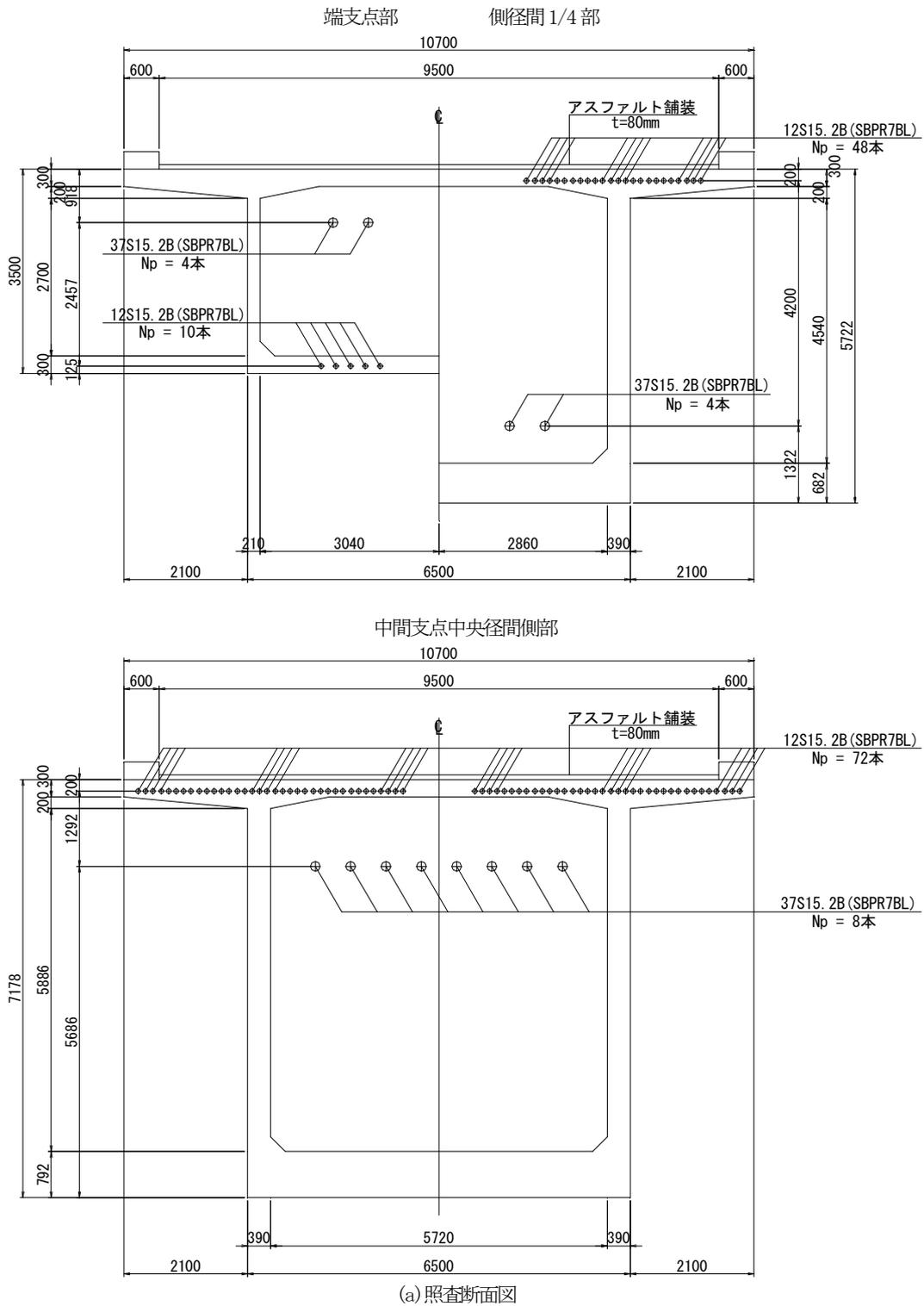
付表-2.2.35 断面計算結果

照査部位		端支点	側径間1/4	中間支点 中央径間側		
圧縮強度		N/mm ² 40.0				
ヤング係数		N/mm ² 3.10×10 ⁴				
クリープ係数		-				
プレストレス減少 乾燥収縮度		-				
不特定 乾燥収縮度		200×10 ⁻⁶				
PC鋼材		N/mm ² 1850				
引張強度	内ケーブル	N/mm ² 1850				
	外ケーブル	N/mm ² 1850				
鉄筋降伏耐力		N/mm ² 345				
死荷重	主桁自重	S _{d1}	kN -264.27	7942.32		
	橋面荷重	S _{d2}	kN 117.58	1056.75		
計		S _d	kN -146.69	8999.07		
活荷重	活荷重最大	S _{max}	kN 1169.41	1881.77		
	活荷重最小	S _{min}	kN -596.79	-114.78		
衝撃	活荷重最大	S _{max}	kN 179.91	182.13		
	活荷重最小	S _{min}	kN -56.89	-17.63		
プレ2次	内ケーブル	S _{PS1}	kN 147.33	0.05		
	外ケーブル	S _{PS2}	kN 367.85	0.00		
計		S _{PS}	kN 515.17	0.05		
クリープ	死荷重	S _{CR1}	kN 636.12	0.00		
	プレ2次	S _{CR2}	kN -687.10	0.02		
計		S _{CR}	kN -50.98	0.02		
終局 荷重 作用時	採用値最大	1.3D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)	kN 3646.79	16858.60		
		1.3D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)	kN -1360.69	11367.86		
		1.0D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)	kN 3690.80	14158.88		
		1.0D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)	kN -1316.68	8668.14		
		1.7(D+L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)	kN 2508.66	18807.12		
		1.7(D+L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)	kN -896.43	15073.41		
	採用値最小	S _u 最大	kN 3690.80	-12888.75	18807.12	
		M _{Su max}	kNm 4868.34	-143628.10	-252826.54	
		d _{Su max}	m 2.55	3.72	4.77	
		tanα	-	0.000	0.112	-0.117
		Su最大(有効高考慮)	kN 3690.80	-8566.79	12605.71	
		S _u 最小	kN -1360.69	-5480.11	8668.14	
		M _{Su min}	kNm -1432.95	-61606.10	-117039.13	
		d _{Su min}	m 2.60	3.72	4.77	
tanα	-	0.000	0.112	-0.117		
Su最小(有効高考慮)	kN -1360.69	-3626.30	5797.37			

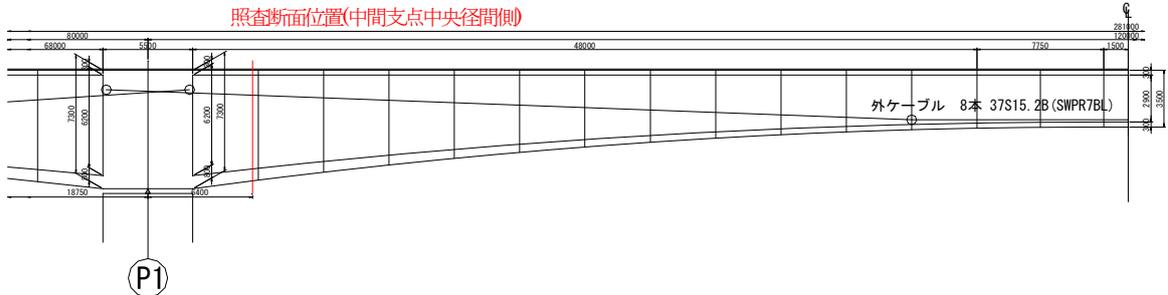
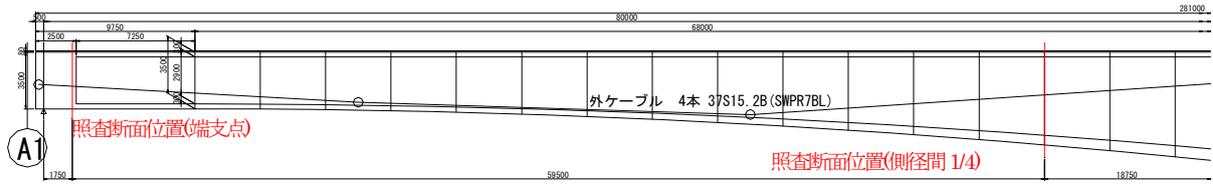
照査部位		端支点	中間支点	中間支点 中央径間側
幅		b	mm 336	860
コンクリート負担応力		τ _c	N/mm ² 0.55	0.55
プレストレス分力		S _p	kN 82.95	0.00
最大	斜引張鉄筋筋量	配筋	D13ctc125	D16ctc125
		配置量	mm ² /m 4054.4	6355.2
	斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN 3104.05	7096.22
	デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm 6363.08	-122925.05
	軸力補正係数	k	-	2.000
	コンクリート負担力	S _c	kN 943.22	-3267.25
最小	せん断耐力	P _{s2}	kN 4130.22	-10363.46
		せん断安全度	P _{s2} /S _p	-
	斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN 3162.43	7096.22
	デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm -9063.79	-122925.05
	軸力補正係数	k	-	2.000
	コンクリート負担力	S _c	kN -960.96	-3521.01
せん断耐力	P _{s2}	kN -4040.44	-10617.23	
	せん断安全度	P _{s2} /S _p	-	2.969

10)PC連続箱桁橋(f120)

付図-2.2.35に上部工図を、付表-2.2.36に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図
付図-2.2.35 上部工図(1)



(b) 側面図
付図-2.2.35 上部工図(2)

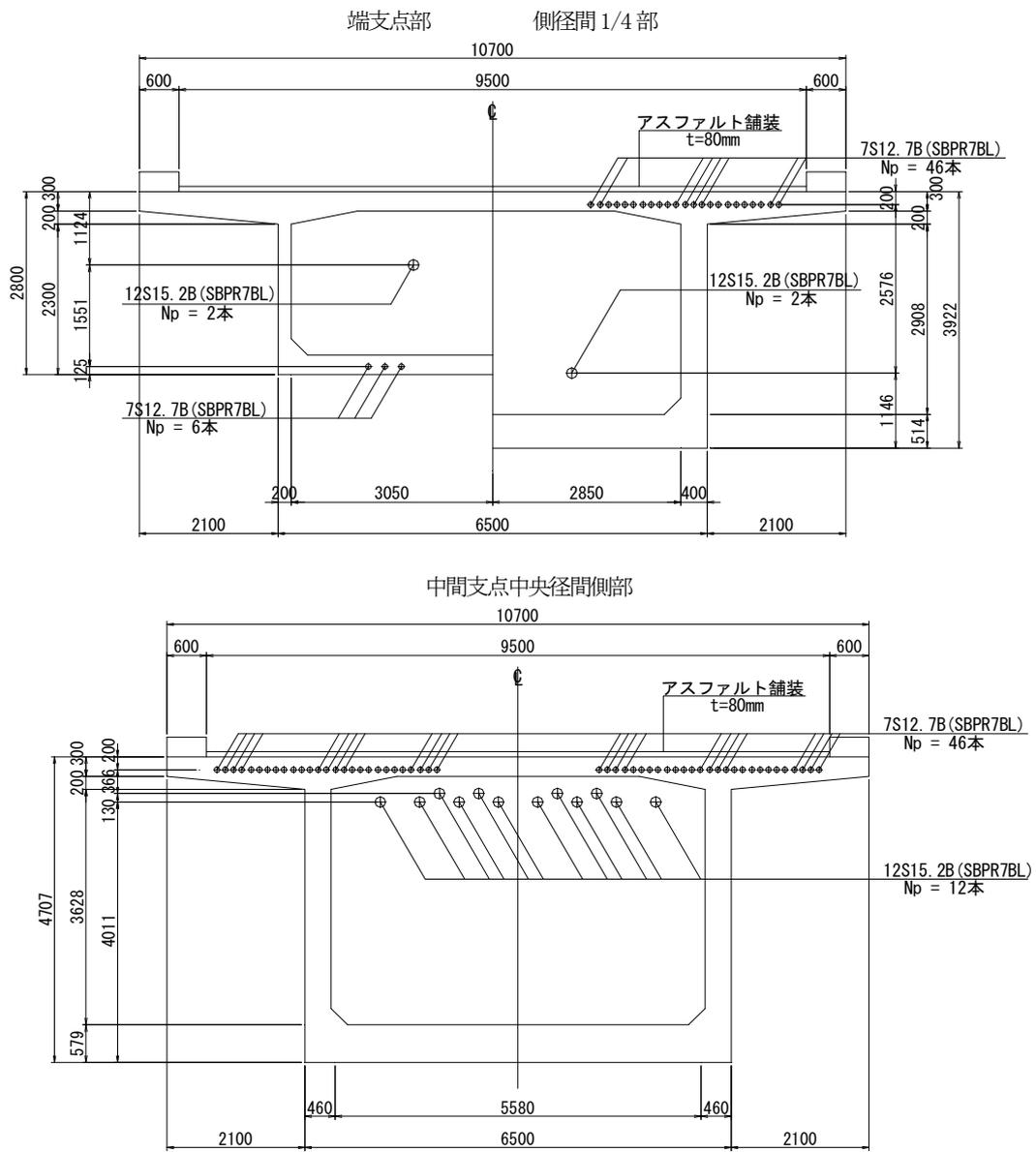
付表-2.2.36 断面計算結果

照査部位		端支点	側径間1/4	中間支点 中央径間側		
圧縮強度		40.0				
ヤング係数		3.10×10^4				
クリープ係数		2.60				
プレストレス減少 乾燥収縮度		200×10^{-6}				
不静定 乾燥収縮度		150×10^{-6}				
PC鋼材 引張強度	内ケーブル	1850				
	外ケーブル	1850				
鉄筋降伏耐力		345				
死荷重	主桁自重 S_{d1}	kN	3172.89	-9841.59		
	橋面荷重 S_{d2}	kN	575.85	-1100.87		
計 S_d		kN	3748.74	-10942.46		
活荷重	活荷重最大 S_{max}	kN	1720.09	214.01		
	活荷重最小 S_{min}	kN	-533.33	-1810.02		
衝撃	活荷重最大 S_{max}	kN	163.82	20.38		
	活荷重最小 S_{min}	kN	-36.80	-163.38		
ブレ2次	内ケーブル S_{PS1}	kN	-34.91	-34.91		
	外ケーブル S_{PS2}	kN	573.90	573.90		
計 S_{PS}		kN	538.99	538.99		
クリープ	死荷重 S_{CR1}	kN	1173.29	1173.29		
	ブレ2次 S_{CR2}	kN	-1199.46	-1199.46		
計 S_{CR}		kN	-26.17	-26.17		
終局 荷重 作用時	1.3D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	10095.95	-13126.40	26437.73
	1.3D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	3960.85	-18645.88	19506.50
	1.0D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	8971.33	-9843.67	21772.15
	1.0D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	2836.23	-15363.15	14840.92
	1.7(D+L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	10088.31	-17690.90	30667.41
	1.7(D+L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	5916.45	-21444.14	25954.17
	採用値最大	S_u 最大	kN	10095.95	-21444.14	30667.41
		$M_{Su \max}$	kNm	17459.24	-279018.99	-662737.54
		$d_{Su \max}$	m	3.24	5.52	6.98
		$\tan \alpha$	-	0.000	0.086	-0.133
	採用値最小	S_u 最小	kN	10095.95	-17098.68	18035.69
		$M_{Su \min}$	kNm	5549.90	-105378.45	-310915.46
		$d_{Su \min}$	m	3.24	5.52	6.98
		$\tan \alpha$	-	0.000	0.086	-0.133
S_u 最小(有効高考慮)		kN	2836.23	-8202.50	8914.90	

照査部位		端支点	中間支点	中間支点 中央径間側
幅	b	mm	420	780
コンクリート負担応力度	τ_c	N/mm^2	0.55	0.55
プレストレス分力	S_p	kN	2549.72	-2964.24
斜引張鉄筋量	配筋	-	D16ctc125	D16ctc125
	配置量	mm^2/m	6355.2	6355.2
最大	斜引張鉄筋抵抗力	S_s	6173.44	10528.02
	コンクリート負担力	S_c	1495.96	-4737.88
	せん断耐力	P_{s2}	10219.11	-18230.14
	せん断安全度	P_{s2}/S_u	-	1.012
	斜引張鉄筋抵抗力	S_s	6173.44	10528.02
	コンクリート負担力	S_c	1495.96	-4737.88
最小	せん断耐力	P_{s2}	10219.11	-18230.14
	せん断安全度	P_{s2}/S_u	-	3.603
	斜引張鉄筋抵抗力	S_s	6173.44	10528.02
	コンクリート負担力	S_c	1495.96	-4737.88
	せん断耐力	P_{s2}	10219.11	-18230.14
	せん断安全度	P_{s2}/S_u	-	2.223

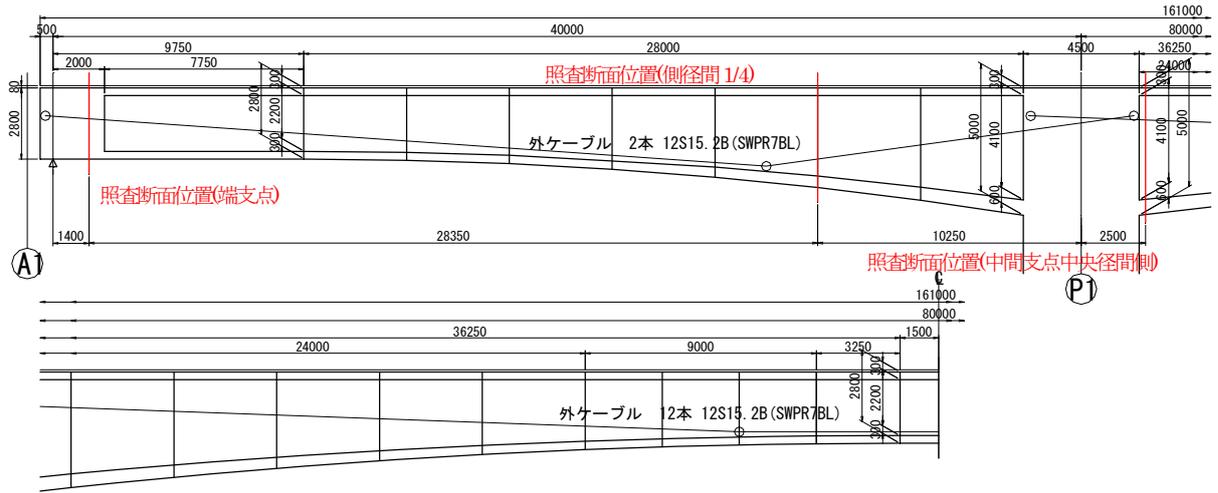
11) PC 連続箱桁橋 (g80)

付図-2.2.36 に上部工図を、付表-2.2.37 に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図

付図-2.2.36 上部工図(1)



(b)側面図
付図-2.2.36 上部工図(2)

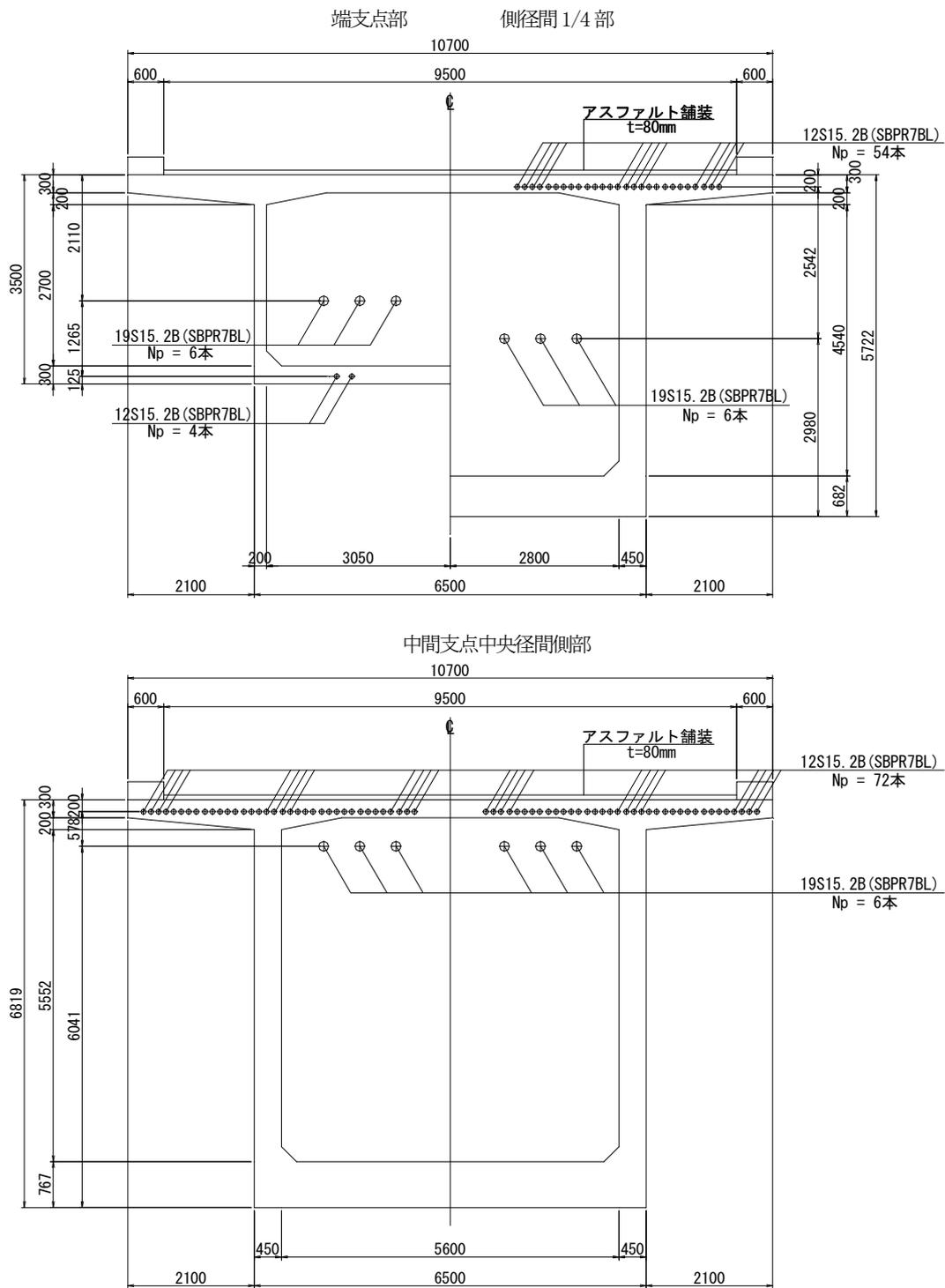
付表-2.2.37 断面計算結果

照査部位		端支点	側径間1/4	中間支点 中央径間側	
圧縮強度		N/mm ²	40.0		
ヤング係数		N/mm ²	3.10×10 ⁴		
クリープ係数		-	2.60		
プレストレス減少 乾燥収縮度		-	200×10 ⁻⁶		
不静定 乾燥収縮度		-	150×10 ⁻⁶		
PC鋼材 引張強度	内ケーブル	N/mm ²	1850		
	外ケーブル	N/mm ²	1850		
鉄筋降伏耐力		N/mm ²	345		
死荷重	主桁自重	S _{d1} kN	1063.20	7269.89	
	橋面荷重	S _{d2} kN	268.63	993.35	
	計	S _d kN	1331.83	8263.23	
活荷重	活荷重最大	S _{max} kN	1022.94	1805.88	
	活荷重最小	S _{min} kN	-185.70	-84.57	
衝撃	活荷重最大	S _{max} kN	157.21	174.10	
	活荷重最小	S _{min} kN	-18.45	-12.92	
ブレ2次	内ケーブル	S _{ps1} kN	102.50	0.00	
	外ケーブル	S _{ps2} kN	2.84	0.00	
	計	S _{ps} kN	105.34	0.00	
クリープ	死荷重	S _{CR1} kN	850.27	0.00	
	ブレ2次	S _{CR2} kN	-1241.33	0.00	
計		S _{CR} kN	-391.06	0.00	
乾燥収縮		S _{SH} kN	-188.49	0.00	
終局 荷重 作用時	1.3D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)	kN	4207.54	15692.14	
	1.3D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)	kN	746.78	10498.50	
	1.0D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)	kN	3807.99	13213.17	
	1.0D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)	kN	347.23	8019.53	
	1.7(D+L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)	kN	3796.15	17413.45	
	1.7(D+L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)	kN	1442.84	13881.78	
	採用値最大	S _u 最大	kN	4207.54	17413.45
		M _{Su} max	kNm	5681.06	-22019.39
		d _{Su} max	m	2.59	3.72
		tana	-	0.000	-0.114
	採用値最小	Su最大(有効高考慮)	kN	4207.54	11845.76
		S _u 最小	kN	347.23	8019.53
		M _{Su} min	kNm	799.32	-97630.02
		d _{Su} min	m	2.59	3.72
tana		-	0.000	-0.114	
Su最小(有効高考慮)		kN	347.23	5550.08	

照査部位		端支点	中間支点	中間支点 中央径間側
幅	b mm	400	800	800
コンクリート負担応力	τ _c N/mm ²	0.55	0.55	0.55
プレストレス分力	S _p kN	344.70	-466.20	1220.56
斜引張鉄筋量	配筋	-	D13ctc125	D16ctc125
	配置量 mm ² /m	4054.4	6355.2	6355.2
最大	斜引張鉄筋抵抗力	S _s kN	3146.62	8592.87
	デコンプレッションメント	M ₀ kNm	6544.24	-184796.26
	軸力補正係数	k	2.000	1.988
	コンクリート負担力	S _c kN	1138.28	3647.93
	せん断耐力	P _α kN	4629.60	13461.35
	せん断安全度	P _α /S _u	1.100	1.289
最小	斜引張鉄筋抵抗力	S _s kN	3146.62	8592.87
	デコンプレッションメント	M ₀ kNm	6459.39	-181533.98
	軸力補正係数	k	2.000	2.000
	コンクリート負担力	S _c kN	1138.28	3966.16
	せん断耐力	P _α kN	4629.60	13779.58
	せん断安全度	P _α /S _u	13.333	2.483

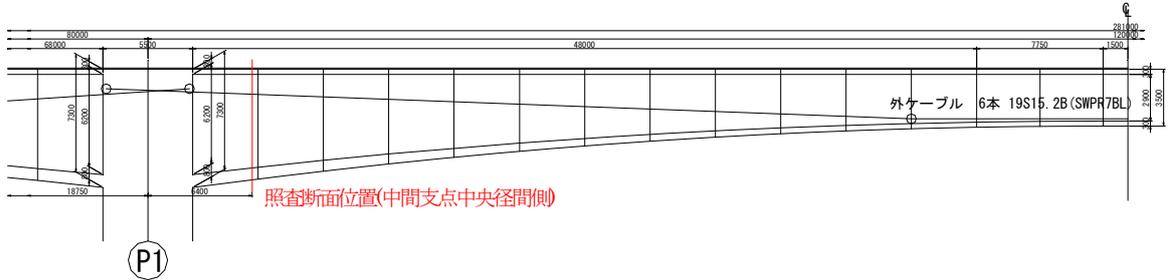
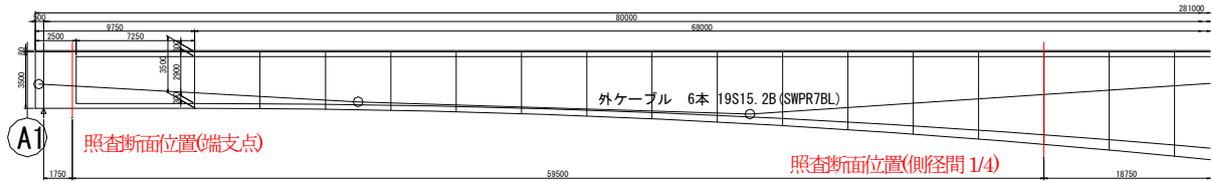
12) PC連続箱桁橋(g120)

付図-2.2.37に上部工図を、付表-2.2.38に断面計算結果を示す。



(a) 照査断面図

付図-2.2.37 上部工図(1)



(b)側面図

付図-2.2.37 上部工図(2)

付表-2.2.38 断面計算結果

照査部位		端支点	側径間1/4	中間支点 中央径間側
圧縮強度	N/mm ²		40.0	
ヤング係数	N/mm ²		3.10×10 ⁴	
クリープ係数	-		2.60	
プレストレス減少 乾燥収縮度	-		200×10 ⁻⁶	
不静定 乾燥収縮度	-		150×10 ⁻⁶	
PC鋼材 引張強度	内ケーブル	N/mm ²	1850	
	外ケーブル	N/mm ²	1850	
鉄筋降伏耐力		N/mm ²	345	
死荷重	主桁自重	S _{d1}	kN	1126.40
	橋面荷重	S _{a2}	kN	633.82
計		S _d	kN	1760.22
活荷重	活荷重最大	S _{max}	kN	1469.15
	活荷重最小	S _{min}	kN	-166.29
衝撃	活荷重最大	S _{max}	kN	139.84
	活荷重最小	S _{min}	kN	-12.06
ブレ2次	内ケーブル	S _{ps1}	kN	153.72
	外ケーブル	S _{ps2}	kN	296.38
計		S _{ps}	kN	450.10
クリープ	死荷重	S _{CR1}	kN	2918.16
	ブレ2次	S _{CR2}	kN	-2382.31
計		S _{CR}	kN	535.85
乾燥収縮		S _{SH}	kN	-128.05
終局 荷重 作用時	1.3D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	7168.67
	1.3D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	2700.33
	1.0D+2.5(L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	6640.61
	1.0D+2.5(L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	2172.27
	1.7(D+L _{max} +I _{max})+1.0(PS+CR+SH)		kN	6585.57
	1.7(D+L _{min} +I _{min})+1.0(PS+CR+SH)		kN	3547.10
	採用値最大	S _{最大}	kN	7168.67
		M _{Su max}	kNm	12324.77
		d _{Su max}	m	3.26
		tanα	-	0.000
	Su最大(有効高考慮)		kN	7168.67
	採用値最小	S _{最小}	kN	2172.27
		M _{Su min}	kNm	4257.79
		d _{Su min}	m	3.26
tanα		-	0.000	
Su最小(有効高考慮)		kN	2172.27	

照査部位		端支点	中間支点	中間支点 中央径間側
幅	b	mm	400	900
コンクリート負担応力度	τ _c	N/mm ²	0.55	0.55
プレストレス分力	S _p	kN	1075.18	-1371.95
斜引張鉄筋量	配筋	-	D16ctc125	D19ctc125
	配置量	mm ² /m	6355.2	9168.0
斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN	6221.11	15187.71
デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm	38578.01	-402366.21
軸力補正係数	k	-	2.000	1.872
コンクリート負担力	S _c	kN	1435.72	-5116.40
せん断耐力	P _{s2}	kN	8732.01	-21676.06
せん断安全度	P _{c2} /S _c	-	1.218	1.219
斜引張鉄筋抵抗力	S _s	kN	6221.11	15187.71
デコンプレッションモーメント	M ₀	kNm	38288.95	-402447.32
軸力補正係数	k	-	2.000	2.000
コンクリート負担力	S _c	kN	1435.72	-5466.78
せん断耐力	P _{s2}	kN	8732.01	-22026.43
せん断安全度	P _{c2} /S _c	-	4.020	2.553

2.3 FOSM 法による耐力試算

2.3.1 FOSM 法

FOSM 法は、性能関数を平均値まわりで一次の項までテーラー展開して近似する方法であり、正規確率密度関数以外の分布をもつ確率変数がある場合は正規確率変数で近似し、相関をもつ複数の確率変数を、相関をもたない新しい確率変数にすることにより算出した性能関数 Z の平均値 μ_z と標準偏差 σ_z から、信頼性指標を算出するものである。FOSM 法の概要を以下に示す。

性能関数 Z_i を式(付 2.3.1)と定義する。

$$Z_i = g_i(X_1, X_2, \dots, X_n) \dots \dots \dots \text{(付 2.3.1)}$$

式(付 2.3.1)で示される性能関数 Z_i をある任意の点 $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ のまわりでテーラー展開すると、式(付 2.3.2)が得られる。

$$Z_i \approx g_i(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{j=1}^n (X_j - x_j^*) \left. \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \right|_{x^*} + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n (X_j - x_j^*)(X_k - x_k^*) \left. \frac{\partial^2 g_i}{\partial x_j \partial x_k} \right|_{x^*} + \dots \dots \dots \text{(付 2.3.2)}$$

ただし、 $\left. \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \right|_{x^*}$ の記号は、関数 $g_i(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ の x_j に関する偏微分を求めて、 $x^* = (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ を代入することによって得られる偏微分値である。ここでは、各確率変数は互いに独立であると仮定する。ここで、級数を 1 次の項で打ち切ると、式(付 2.3.2)は式(付 2.3.3)として表せる。

$$Z_i \approx g_i(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{j=1}^n (X_j - x_j^*) \left. \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \right|_{x^*} \dots \dots \dots \text{(付 2.3.3)}$$

さらに、式(付 2.3.3)に含まれる確率変数のうち、正規確率変数以外の確率変数が正規確率変数で近似されたとすると、式(付 2.3.3)は正規確率変数の線形 1 次関数となるので、 Z_i も当然正規確率変数になる。この場合、 Z_i の平均値 μ_{z_i} と標準偏差 σ_{z_i} が求まれば変動係数を求めることができる。

式(付 2.3.3)において、ある任意の点を各確率変数の平均値 μ_{x_j} として、性能関数 Z_i の平均値 μ_{z_i} と分散 $\sigma_{z_i}^2$ を求める。ある任意の点を、各確率変数の平均値 μ_{x_j} とすると、式(付 2.3.3)は、

$$Z_i \approx g_i(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) + \sum_{j=1}^n (X_j - \mu_{x_j}) \left. \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \right|_{\mu_x} \dots \dots \dots \text{(付 2.3.4)}$$

となる。さらに、式(付 2.3.4)から Z_i の平均値は、 $E[X_j] = \mu_{x_j}$ とすれば、

$$\begin{aligned} E[Z_i] = \mu_{z_i} &\approx g_i(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) + \sum_{j=1}^n (E[X_j] - \mu_{x_j}) \left. \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \right|_{\mu_x} \\ &= g_i(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) \dots \dots \dots \text{(付 2.3.5)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{Z_i}^2 &= E[Z_i^2] - E[Z_i]^2 \\
&\approx E \left[\left\{ g_i(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n}) + \sum_{j=1}^n (X_j - \mu_{X_j}) \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \bigg|_{\mu_x} \right\}^2 \right] - g_i^2(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n}) \\
&= g_i^2(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n}) + 2g_i(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n}) E \left[\sum_{j=1}^n (X_j - \mu_{X_j}) \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \bigg|_{\mu_x} \right] \\
&\quad + E \left[\sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n (X_j - \mu_{X_j})(X_k - \mu_{X_k}) \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \bigg|_{\mu_x} \frac{\partial g_i}{\partial x_k} \bigg|_{\mu_x} \right] - g_i^2(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n}) \dots \dots \dots \text{(付 2.3.6)}
\end{aligned}$$

式(付 2.3.6)の第1項と第4項の和は0, また第2項も0になることから,

$$\begin{aligned}
\sigma_{Z_i}^2 &\approx E \left[\sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n (X_j - \mu_{X_j})(X_k - \mu_{X_k}) \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \bigg|_{\mu_x} \frac{\partial g_i}{\partial x_k} \bigg|_{\mu_x} \right] \\
&= \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n E \left[(X_j - \mu_{X_j})(X_k - \mu_{X_k}) \right] \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \bigg|_{\mu_x} \frac{\partial g_i}{\partial x_k} \bigg|_{\mu_x} \\
&= \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n \text{cov}(X_j, X_k) \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \bigg|_{\mu_x} \frac{\partial g_i}{\partial x_k} \bigg|_{\mu_x} \dots \dots \dots \text{(付 2.3.7)}
\end{aligned}$$

ここで, $\text{cov}(X_j, X_k)$ は, X_j, X_k の共分散である。

さらに, X_j と X_k が無相関であれば, 式(付 2.3.7)は式(付 2.3.8)となる。

$$\sigma_{Z_i}^2 = \sum_{j=1}^n \sigma_{X_j}^2 \left\{ \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \bigg|_{\mu_x} \right\}^2 \dots \dots \dots \text{(付 2.3.8)}$$

性能関数 Z_i が式の形で明確に表せる場合は, 式(付 2.3.7)に当てはめることにより分散が求まる。しかし, コンクリート橋の曲げ耐力のように簡単に性能関数で表せなく煩雑な場合もある。従って, 代入法によって分散を算定するため, 式(付 2.3.8)を展開すると式(付 2.3.9)となる。

$$\sigma_{Z_i}^2 = \sum_{j=1}^n \sigma_{X_j}^2 \left\{ \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \bigg|_{\mu_x} \right\}^2 = \sigma_{X_1}^2 \left\{ \frac{\partial g_i}{\partial x_1} \bigg|_{\mu_{X_1}} \right\}^2 + \sigma_{X_2}^2 \left\{ \frac{\partial g_i}{\partial x_2} \bigg|_{\mu_{X_2}} \right\}^2 + \dots + \sigma_{X_n}^2 \left\{ \frac{\partial g_i}{\partial x_n} \bigg|_{\mu_{X_n}} \right\}^2 \dots \dots \dots \text{(付 2.3.9)}$$

ここで, 偏微分値は平均値を挟んでそれぞれ $\mu_x + \sigma_x, \mu_x - \sigma_x$ 時の性能関数値を求めると, 式(付 2.3.9)は式(付 2.3.10)となり, 式を整理すると分散値は式(付 2.3.11)で表せる。

$$\begin{aligned}
\sigma_{Z_i}^2 &= \sigma_{X_1}^2 \left\{ \frac{g_i(\mu_{X_1} + \sigma_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n}) - g_i(\mu_{X_1} - \sigma_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n})}{2\sigma_{X_1}} \right\}^2 + \sigma_{X_2}^2 \left\{ \frac{g_i(\mu_{X_1}, \mu_{X_2} + \sigma_{X_2}, \dots, \mu_{X_n}) - g_i(\mu_{X_1}, \mu_{X_2} - \sigma_{X_2}, \dots, \mu_{X_n})}{2\sigma_{X_2}} \right\}^2 + \\
&\quad \dots + \sigma_{X_n}^2 \left\{ \frac{g_i(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n} + \sigma_{X_n}) - g_i(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n} - \sigma_{X_n})}{2\sigma_{X_n}} \right\}^2 \dots \dots \dots \text{(付 2.3.10)}
\end{aligned}$$

$$\sigma_{z_i}^2 = \left\{ \frac{g_i(\mu_{x_1} + \sigma_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) - g_i(\mu_{x_1} - \sigma_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n})}{2} \right\}^2 + \left\{ \frac{g_i(\mu_{x_1}, \mu_{x_2} + \sigma_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) - g_i(\mu_{x_1}, \mu_{x_2} - \sigma_{x_2}, \dots, \mu_{x_n})}{2} \right\}^2 + \dots + \left\{ \frac{g_i(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n} + \sigma_{x_n}) - g_i(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n} - \sigma_{x_n})}{2} \right\}^2 \dots \dots \dots \text{(付 2.3.11)}$$

ここで、

$$\delta_{x_1} = \frac{g_i(\mu_{x_1} + \sigma_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) - g_i(\mu_{x_1} - \sigma_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n})}{2} \dots \dots \dots \text{(付 2.3.12)}$$

$$\delta_{x_2} = \frac{g_i(\mu_{x_1}, \mu_{x_2} + \sigma_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) - g_i(\mu_{x_1}, \mu_{x_2} - \sigma_{x_2}, \dots, \mu_{x_n})}{2} \dots \dots \dots \text{(付 2.3.13)}$$

$$\delta_{x_n} = \frac{g_i(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n} + \sigma_{x_n}) - g_i(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n} - \sigma_{x_n})}{2} \dots \dots \dots \text{(付 2.3.14)}$$

と定義すれば、式(付 2.3.13)は、式(付 2.3.15)に書き換えられる。

$$\sigma_{z_i}^2 = \delta_{x_1}^2 + \delta_{x_2}^2 + \dots + \delta_{x_n}^2 \dots \dots \dots \text{(付 2.3.15)}$$

この δ_{x_n} は、各変動要因により平均値を挟んで $2\sigma_{x_n}$ 変動した場合の性能関数 Z_i の変化量である。したがって、標準偏差は式(付 2.3.16)で表せる。

$$\sigma_{z_i} = \sqrt{\delta_{x_1}^2 + \delta_{x_2}^2 + \dots + \delta_{x_n}^2} \dots \dots \dots \text{(付 2.3.16)}$$

2.3.2 材料・施工による変動要因

材料の品質や施工誤差による曲げ耐力や斜引張破壊等に対する耐力への影響を検討するため、それぞれの耐力において、影響を与えると思われる変動要因を付表-2.3.1のように設定した。なお、各変動要因の平均値および変動係数は、既往の調査結果等を踏まえ総合的に勘案し設定した(本編2.2参照)。各変動要因の中には、コンクリート強度、ヤング係数など、本来は関連性が高いと考えられる特性もあるが、本検討では独立なものとして取り扱い試算することとした。

付表-2.3.1 材料・施工による変動要因

項目	平均値	変動係数	検討耐力と用いた変動要因	
			曲げ耐力・降伏曲げ	斜引張破壊耐力(せん断)
コンクリートの強度	設計基準強度×1.2	15%	○	○
ヤング係数	道示の通り	10%	○	-
乾燥収縮・クリープ	道示の通り	17%	○	○
有効高	設計値	10mm	○	○
PC鋼材の引張強度	規格値×1.03	1%	○	-
鉄筋の降伏強度	規格値×1.14	4%	○	○

2.3.3 耐力式

(1) 曲げ耐力式

道示Ⅲ編の曲げ耐力は、一般に平面保持を仮定することによりひずみを求め、これから、H24 道示Ⅲ編 4.2.4 図-4.2.2(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応力-ひずみ曲線)及び図-4.2.3(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)にしたがって、コンクリートの応力度の分布および鋼材の応力度を求める。次に、力の釣り合い条件及びひずみの適合条件によって中立軸位置を算出する。最後に、破壊抵抗曲げモーメントを算出する順序で曲げ耐力を算定する。ここで、耐力の算定において考慮するコンクリートの応力-ひずみ曲線は、実際にはコンクリートに使用されたセメントや骨材、養生条件、材齢等によって、構成則の骨格の折れ点が変わることとなるが、構成則の折れ点の位置が破壊抵抗曲げモーメントの算出結果に与える影響はわずかである。また、コンクリートの応力-ひずみ曲線の形状を設定できるほど実験データの数がないことから、コンクリートの応力-ひずみ曲線はH24 道示Ⅲ編と同様とした。

さらに、設計では釣り合い鋼材比の75%以下とするため、破壊抵抗曲げモーメント算出においては、鋼材は引張降伏(曲げ引張破壊するように制御)に達している。そのため、破壊抵抗曲げモーメントは、鋼材の応力-ひずみ曲線の形状が大きな影響を与えることはないが、鋼材の降伏値の影響は大きい。鋼材の降伏値については付表-2.3.1に示す変動要因を材料のばらつきとして考慮し、鋼材の応力-ひずみ曲線はH24 道示Ⅲ編と同様とした。つまり、破壊抵抗曲げモーメントの耐力算定式は理論式であることから「評価式のモデル誤差」は考慮せず、材料のばらつきのみを考慮することにより、曲げ耐力式に関する変動係数等を算定している。また、e20, e30, e40は、設計プログラムの都合上、軸力を考慮していない。

(2) 降伏曲げモーメントの算定式

降伏曲げモーメントは最外縁の鉄筋が降伏する曲げモーメントと定義し、H24 道示Ⅲ編に示される破壊抵抗曲げモーメントの算出と同様の前述の条件に従い算出した。

(3) せん断による斜引張破壊に対する耐力式

斜引張破壊に対する耐力式は、道示Ⅴ編修正式により算出する。道示Ⅴ修正式は、次の通りである。なお、PC構造においても、最小鋼材量などの鉄筋を配置しており、引張鉄筋比の算定はPC鋼材量および鉄筋量から算出している。

$$P_s = S_c + S_s + S_p \dots\dots\dots (付 2.3.17)$$

$$S_c = \tau_{cV} \cdot b_w \cdot d + S_d \cdot M_o / M_d \dots\dots\dots (付 2.3.18)$$

$$\text{ただし, } S_c < 2.5\tau_{cV} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (付 2.3.19)$$

$$M_o / M_d \leq 1.0 \dots\dots\dots (付 2.3.20)$$

$$S_s = \sum (A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)) / 1.15 a \quad \dots \dots \dots \text{(付 2. 3. 21)}$$

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \alpha \quad \dots \dots \dots \text{(付 2. 3. 22)}$$

$$\tau_{cV} = 0.453 \cdot d^{-0.33} \cdot (24 / \sigma_{ck})^{-1/3} \cdot (0.3 / p_t)^{-1/3} \quad \dots \dots \dots \text{(付 2. 3. 23)}$$

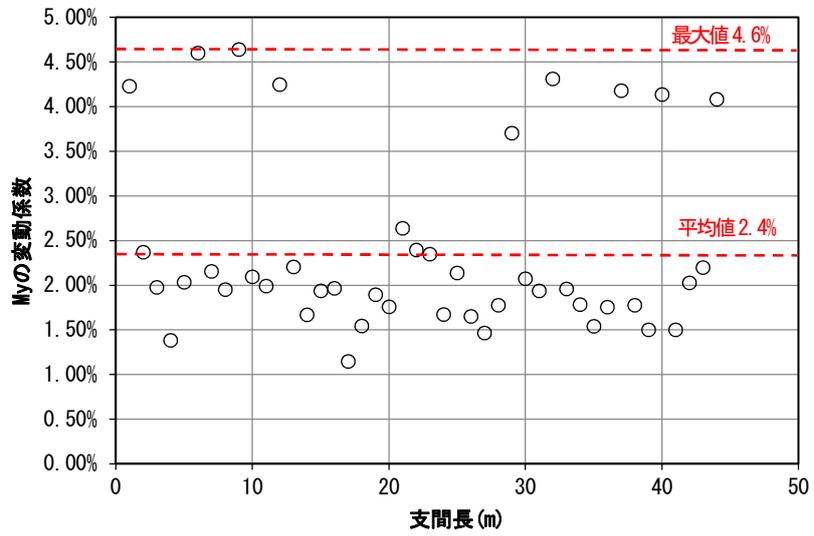
ここに,

- P_s : せん断耐力(N)
- S_c : コンクリートが負担できるせん断力(N)
- S_s : 主方向の設計におけるせん断力に対して配置したとみなせる斜引張鉄筋が負担できるせん断力の合計(N)
- S_p : PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力(N)
- τ_{cV} : 式(付 2. 3. 23) で算出されるコンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm²)
- b_w : 部材断面のウェブ厚(mm)
- d : 部材断面の有効高(mm)
- M_0 : プレストレス力及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(Nmm)
- S_d : 部材断面に作用するせん断力(N)
- M_d : 部材断面に作用する曲げモーメント(Nmm)
- A_w : 間隔 a および角度 θ で配筋される斜引張鉄筋の断面積(mm²)
- σ_{sy} : 斜引張鉄筋の降伏点(N/mm²)
- θ : 斜引張鉄筋が部材軸となす角度
- a : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔(mm)
- A_p : 部材断面における PC 鋼材の断面積(mm²)
- σ_{pe} : 部材断面における PC 鋼材の有効引張応力度(N/mm²)
- α : PC 鋼材が部材軸となす角度
- p_t : 引張鉄筋比
- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

2.3.4 試算結果

(1) 降伏曲げモーメント

試算結果を付表-2.3.2 に示す。降伏曲げモーメントの変動係数は、最大 4.6%、平均 2.4%となる（付図-2.3.1）。



付図-2.3.1 降伏曲げモーメントの変動係数

付表-2.3.2 降伏曲げモーメントの試算結果(1)

降伏曲げモーメント					
記号	a20	b20	c20	d20	e20
型式	単純RC中空床版橋	単純PRC中空床版橋	単純PC中空床版橋	単純PCポステンT桁橋	3径間連結ポステンT桁橋
照査項目	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力
照査断面	支間中央	支間中央	支間中央	支間中央	側径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	24520.29	25413.74	25007.27	5050.75	4759.36
1.3D+2.5L	24520.29	25413.74	25007.27	5050.75	4759.36
1.0D+2.5L	21658.04	22551.49	22145.02	4647.25	4389.43
1.7D+1.7L	24459.12	25196.74	24790.27	4532.05	4466.50
現行断面決定特徴	鉄筋:SD345 D32が100本	PC鋼材: 7S12.4(SWPR7AL)が18本、 鉄筋: SD345、D22が66本	PC鋼材: 7S12.4(SWPR7AL)が28本、	PC鋼材: 7S12.7(SWPR7BL)が4本	PC鋼材: 8S12.7(SWPR7BL)が3本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	23698.15	22945.14	22471.06	4500.38	3958.75
余裕度	96.6	90.3	89.9	89.1	83.2
実平均値 (kN・m)	27249.87	24796.46	23598.38	4677.69	4118.62
圧縮強度+1σ	27455.18	24921.48	23737.72	4696.99	4134.56
圧縮強度-1σ	26992.40	24641.36	23424.81	4654.99	4099.91
圧縮強度の影響	231.39	140.06	156.45	21.00	17.33
ヤング係数+1σ	27249.87	24786.15	23645.30	4677.04	4134.45
ヤング係数-1σ	27249.87	24808.67	23542.78	4677.91	4099.87
ヤング係数の影響	0.00	11.26	51.26	0.43	17.29
フレ減少+1σ		24687.47	23414.46	4679.29	4067.31
フレ減少-1σ		24863.73	23784.90	4675.89	4172.24
フレ減少の影響		88.13	185.22	1.70	52.47
有効高+1σ	27547.37	25057.44	23845.02	4716.70	4148.05
有効高-1σ	26952.86	24534.96	23350.53	4638.90	4089.42
有効高の影響	297.26	261.24	247.25	38.90	29.32
PC引張強度+1σ		24796.46	23598.38	4726.93	4118.62
PC引張強度-1σ		24664.18	23598.38	4633.63	4118.62
PC引張強度の影響		66.14	0.00	46.65	0.00
鉄筋降伏強度+1σ	28337.93	25225.98	23906.97	4684.31	4171.51
鉄筋降伏強度-1σ	26159.51	24236.00	23289.09	4670.19	4065.69
鉄筋降伏強度の影響	1089.21	494.99	308.94	7.06	52.91
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	1152.51	587.49	466.89	64.68	83.73
変動係数	4.23%	2.37%	1.98%	1.38%	2.03%

降伏曲げモーメント					
記号	e20	e20	e30	e30	e30
型式	3径間連結ポステンT桁橋	3径間連結ポステンT桁橋	3径間連結ポステンT桁橋	3径間連結ポステンT桁橋	3径間連結ポステンT桁橋
照査項目	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力
照査断面	中間支点	中央径間	側径間	中間支点	中央径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	1122.98	4731.16	9473.45	-3234.01	8890.98
1.3D+2.5L	1373.18	4731.16	9473.45	-3234.01	8890.98
1.0D+2.5L	1455.72	4393.43	8532.15	-3058.13	8028.16
1.7D+1.7L	1122.98	4534.69	9234.27	-2225.88	8828.57
現行断面決定特徴	鉄筋: SD345、D19が14本	PC鋼材: 8S12.7(SWPR7BL)が3本	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が3本	鉄筋: SD345、D19が22本	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が3本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	1583.98	3916.50	7728.33	-3106.14	7633.14
余裕度	141.1	82.8	81.6	96.0	85.9
実平均値 (kN・m)	1780.26	4057.17	8021.95	-3499.75	7886.56
圧縮強度+1σ	1784.69	4072.32	8046.96	-3515.91	7910.03
圧縮強度-1σ	1775.99	4039.39	7990.78	-3484.22	7857.73
圧縮強度の影響	4.35	16.46	28.09	15.85	26.15
ヤング係数+1σ	1783.17	4074.08	8054.00	-3507.98	7921.52
ヤング係数-1σ	1776.68	4037.16	7984.08	-3489.66	7845.21
ヤング係数の影響	3.25	18.46	34.96	9.16	38.16
フレ減少+1σ	1765.97	4000.18	7919.36	-3468.89	7772.14
フレ減少-1σ	1795.11	4116.61	8129.22	-3532.09	8006.36
フレ減少の影響	14.57	58.21	104.93	31.60	117.11
有効高+1σ	1795.72	4086.63	8063.21	-3523.71	7927.78
有効高-1σ	1764.74	4027.94	7981.18	-3475.67	7845.83
有効高の影響	15.49	29.34	41.02	24.02	40.98
PC引張強度+1σ	1780.26	4057.17	8021.95	-3499.75	7886.56
PC引張強度-1σ	1780.26	4057.17	8021.95	-3499.75	7886.56
PC引張強度の影響	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
鉄筋降伏強度+1σ	1859.14	4109.93	8121.05	-3655.99	7985.40
鉄筋降伏強度-1σ	1701.37	4004.32	7922.75	-3343.30	7787.63
鉄筋降伏強度の影響	78.89	52.81	99.15	156.35	98.89
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	81.88	87.47	156.64	162.34	165.26
変動係数	4.60%	2.16%	1.95%	4.64%	2.10%

付表-2.3.2 降伏曲げモーメントの試算結果(2)

降伏曲げモーメント					
記号	e40	e40	e40	f40	f40
型式	3径間連続ボスメント桁橋	3径間連続ボスメント桁橋	3径間連続ボスメント桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋
照査項目	降伏sy曲げ耐力		降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力
照査断面	側径間		中間支点	側径間	中間支点
現行設計曲げモーメント (kN・m)	16718.27	-6443.22	15412.35	60187.63	-73538.56
1.3D+2.5L	16359.00	-6443.22	14807.97	60187.63	-64639.07
1.0D+2.5L	14361.04	-6132.60	12954.41	53790.23	-52319.67
1.7D+1.7L	16718.27	-4911.35	15412.35	60026.12	-73538.56
現行断面決定特徴	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が4本	鉄筋: SD345, D22が26本	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が4本	PC鋼材: 内12S12.4A(SWPR7AL)が12本 外7S15.2B(SWPR7BL)が9本	PC鋼材: 内12S12.4A(SWPR7AL)が20本 外7S15.2B(SWPR7BL)が9本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	13192.87	-6675.74	12721.82	55444.96	-74281.10
余裕度	78.9	103.6	82.5	92.1	101.0
実平均値 (kN・m)	13678.83	-7549.20	13101.59	57601.61	-77636.09
圧縮強度+1σ	13718.83	-7577.58	13136.47	57807.33	-78112.11
圧縮強度-1σ	13626.07	-7522.11	13115.29	57358.84	-77096.21
圧縮強度の影響	46.38	27.73	10.59	224.25	507.95
ヤング係数+1σ	13742.08	-7562.62	13173.35	57831.23	-77972.26
ヤング係数-1σ	13604.75	-7533.31	13016.69	57327.55	-77233.26
ヤング係数の影響	68.67	14.65	78.33	251.84	369.50
プレ減少+1σ	13489.96	-7501.03	12884.22	57055.62	-76827.65
プレ減少-1σ	13875.22	-7599.89	13328.50	58155.14	-78451.33
プレ減少の影響	192.63	49.43	222.14	549.76	811.84
有効高+1σ	13727.80	-7587.92	13150.09	57870.93	-77230.13
有効高-1σ	13629.49	-7460.96	13124.53	57332.09	-78039.14
有効高の影響	49.16	63.48	12.78	269.42	404.50
PC引張強度+1σ	13678.83	-7549.20	13101.59	57601.61	-77636.09
PC引張強度-1σ	13678.83	-7549.20	13101.59	57601.61	-77636.09
PC引張強度の影響	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
鉄筋降伏強度+1σ	13845.62	-7837.57	13267.74	58262.27	-78656.59
鉄筋降伏強度-1σ	13511.65	-7219.77	12935.11	56939.56	-76613.64
鉄筋降伏強度の影響	166.99	308.90	166.32	661.36	1021.47
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	272.53	320.74	288.82	962.25	1503.55
変動係数	1.99%	4.25%	2.20%	1.67%	1.94%

降伏曲げモーメント					
記号	f40	f80	f80	f80	f120
型式	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋
照査項目	降伏sy曲げ耐力		降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力
照査断面	中央径間		側径間	中間支点	中央径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	30955.20	14178.72	-323557.34	73483.36	134383.73
1.3D+2.5L	30133.97	8218.20	-275274.91	73483.36	133488.66
1.0D+2.5L	30955.20	14178.72	-222681.34	70047.58	118849.42
1.7D+1.7L	22205.26	-8275.46	-323557.34	66147.62	134383.73
現行断面決定特徴	PC鋼材: 内12S12.4A(SWPR7AL)が6本 外7S15.2B(SWPR7BL)が9本	PC鋼材: 内7S12.7B(SWPR7BL)が4本 外19S15.2B(SWPR7BL)が2本	PC鋼材: 内7S12.7B(SWPR7BL)が62本 外19S15.2B(SWPR7BL)が10本	PC鋼材: 内7S12.7B(SWPR7BL)が10本 外19S15.2B(SWPR7BL)が9本	PC鋼材: 内12S12.4A(SWPR7AL)が10本 外37S15.2B(SWPR7BL)が4本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	34437.57	20894.98	-359104.22	74805.57	124568.71
余裕度	111.2	147.4	111.0	101.8	92.7
実平均値 (kN・m)	35701.42	-73911.83	-372378.44	76351.45	128323.89
圧縮強度+1σ	35814.78	-74120.78	-373895.62	76568.36	128639.74
圧縮強度-1σ	35562.63	-73677.46	-370336.98	76102.70	127947.28
圧縮強度の影響	126.08	221.66	1779.32	232.83	346.23
ヤング係数+1σ	35872.42	-73990.22	-373774.20	76829.21	129170.76
ヤング係数-1σ	35498.11	-73818.62	-370705.38	75780.78	127316.76
ヤング係数の影響	187.16	85.80	1534.41	524.21	927.00
プレ減少+1σ	35245.96	-73716.14	-369059.49	75213.22	126314.27
プレ減少-1σ	36160.80	-74110.50	-375750.90	77510.38	129332.36
プレ減少の影響	457.42	197.18	3345.71	1148.58	1509.04
有効高+1σ	35888.63	-73577.87	-371509.50	76676.05	128858.08
有効高-1σ	35516.16	-74247.60	-373239.98	76026.51	127787.99
有効高の影響	186.23	334.87	865.24	324.77	535.05
PC引張強度+1σ	35701.42	-74595.36	-372378.44	76351.45	128323.89
PC引張強度-1σ	35701.42	-73161.09	-372378.44	76351.45	128323.89
PC引張強度の影響	0.00	717.14	0.00	0.00	0.00
鉄筋降伏強度+1σ	36147.04	-73911.83	-376322.77	76932.79	129566.50
鉄筋降伏強度-1σ	35256.17	-73911.83	-368412.62	75766.84	127081.84
鉄筋降伏強度の影響	445.44	0.00	3955.07	582.98	1242.33
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	702.32	849.58	5753.73	1446.92	2255.23
変動係数	1.97%	1.15%	1.55%	1.90%	1.76%

付表-2.3.2 降伏曲げモーメントの試算結果(3)

降伏曲げモーメント

記号	f120	f120	g80	g80	g80
型式	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続ラーメン橋	3径間連続ラーメン橋	3径間連続ラーメン橋
照査項目	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力
照査断面	中間支点	中央径間	側径間	中間支点	中央径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	-840751.07	144230.83	23563.12	-304976.77	62217.88
1.3D+2.5L	-698736.02	144230.83	23563.12	-259800.88	62217.88
1.0D+2.5L	-557994.32	138324.83	21417.41	-209816.85	59549.60
1.7D+1.7L	-840751.07	131690.44	20687.03	-304976.77	57210.26
現行断面決定特徴	PC鋼材: 内12S15.2B(SWPR7BL)が2本 外37S15.2B(SWPR7BL)が12本	PC鋼材: 内12S15.2B(SWPR7BL)が4本 外37S15.2B(SWPR7BL)が6本	PC鋼材: 内/S12.7B(SWPR7BL)が6本 外12S15.2B(SWPR7BL)が2本	PC鋼材: 内/S12.7B(SWPR7BL)が6本 外12S15.2B(SWPR7BL)が2本	PC鋼材: 内/S12.7B(SWPR7BL)が6本 外12S15.2B(SWPR7BL)が2本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	-1182507.39	145031.79	19590.78	-315487.93	62379.07
余裕度	140.6	100.6	83.1	103.4	100.3
実平均値 (kN・m)	-1238255.57	146581.88	21045.15	-330172.84	61567.31
圧縮強度+1σ	-1247485.97	146907.90	21115.87	-331288.01	61737.65
圧縮強度-1σ	-1225148.61	146192.30	20962.34	-328713.51	61367.06
圧縮強度の影響	11168.68	357.80	76.76	1287.25	185.29
ヤング係数+1σ	-1251521.51	148140.24	21078.89	-331599.96	61921.11
ヤング係数-1σ	-1222918.33	144749.59	21126.19	-328479.62	61133.34
ヤング係数の影響	14301.59	1695.32	23.65	1560.17	393.89
プレ減少+1σ	-1211819.93	143000.91	20896.44	-326569.16	60485.18
プレ減少-1σ	-1258028.57	148787.91	21199.18	-333899.12	62701.82
プレ減少の影響	23104.32	2893.50	151.37	3664.98	1108.32
有効高+1σ	-1236767.58	147352.57	21167.25	-329466.70	61842.56
有効高-1σ	-1239847.80	146090.30	20936.76	-330897.03	61225.76
有効高の影響	1540.11	631.13	115.24	715.16	308.40
PC引張強度+1σ	-1238255.57	146657.52	21046.90	-330172.84	61567.31
PC引張強度-1σ	-1238255.57	146581.88	21046.90	-330172.84	61567.31
PC引張強度の影響	0.00	37.82	0.00	0.00	0.00
鉄筋降伏強度+1σ	-1252447.29	147322.04	21494.08	-333703.73	62034.47
鉄筋降伏強度-1σ	-1224019.99	145840.76	20596.44	-326638.85	61098.29
鉄筋降伏強度の影響	14213.65	740.64	448.82	3532.44	468.09
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	32672.38	3510.39	494.05	5523.84	1316.08
変動係数	2.64%	2.39%	2.35%	1.67%	2.14%

降伏曲げモーメント

記号	g120	g120	g120
型式	3径間連続ラーメン橋	3径間連続ラーメン橋	3径間連続ラーメン橋
照査項目	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力	降伏sy曲げ耐力
照査断面	側径間	中間支点	中央径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	77009.48	-1057726.17	83252.82
1.3D+2.5L	77009.48	-838226.55	83252.82
1.0D+2.5L	75118.52	-646307.55	78772.88
1.7D+1.7L	65166.32	-1057726.17	74902.52
現行断面決定特徴	PC鋼材: 内12S15.2B(SWPR7BL)が4本 外19S15.2B(SWPR7BL)が6本	PC鋼材: 内12S15.2B(SWPR7BL)が72本 外19S15.2B(SWPR7BL)が6本	PC鋼材: 内12S15.2B(SWPR7BL)が4本 外19S15.2B(SWPR7BL)が6本
断面耐力			
現行計算値 (kN・m)	81092.76	-1128834.29	87104.21
余裕度	105.3	106.7	104.6
実平均値 (kN・m)	83846.78	-1191889.21	85150.63
圧縮強度+1σ	84077.65	-120043.67	85468.08
圧縮強度-1σ	83595.25	-1180462.80	84938.77
圧縮強度の影響	241.20	9790.44	264.66
ヤング係数+1σ	84225.39	-1194159.03	85604.93
ヤング係数-1σ	83394.26	-1189238.07	84581.42
ヤング係数の影響	415.56	2460.48	511.75
プレ減少+1σ	82802.56	-1187208.53	83951.18
プレ減少-1σ	84891.48	-1196868.05	86333.53
プレ減少の影響	1044.46	4829.76	1191.17
有効高+1σ	84207.85	-1190106.91	85451.59
有効高-1σ	83485.72	-1193672.18	84878.84
有効高の影響	361.06	1782.63	286.38
PC引張強度+1σ	83846.78	-1191889.21	85150.63
PC引張強度-1σ	83846.78	-1191889.21	85150.63
PC引張強度の影響	0.00	0.00	0.00
鉄筋降伏強度+1σ	84484.60	-1204272.76	85777.83
鉄筋降伏強度-1σ	83119.58	-1177698.23	84432.00
鉄筋降伏強度の影響	682.51	13287.26	672.92
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	1384.90	17463.17	1511.84
変動係数	1.65%	1.47%	1.78%

付表-2.3.2 降伏曲げモーメントの試算結果(4)

降伏曲げモーメント					
記号	h9	h24	i24	i24	i24
型式	PC単純プレテン床版橋	PC単純プレテン床版橋	PC連結プレテン床版橋	PC連結プレテン床版橋	PC連結プレテン床版橋
照査項目	降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力
照査断面	支間中央	支間中央	側径間	中間支点	中央径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	530.06	2684.79	2353.27	-806.03	2075.37
1. 3D+2. 5L	530.06	2635.94	2251.05	-984.35	1934.64
1. 0D+2. 5L	498.05	2307.87	1944.54	-1115.21	1645.27
1. 7D+1. 7L	447.53	2684.79	2353.27	-806.03	2075.37
現行断面決定特徴	PC鋼材: 1S12.7(SWPR7BL)が11本	PC鋼材: 1S15.2(SWPR7BL)が17本	PC鋼材: 1S15.2(SWPR7BL)が13本	鉄筋: SD345 D22が6本, D19が6本	PC鋼材: 1S15.2(SWPR7BL)が13本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	457.61	2339.50	2092.43	-963.86	1902.04
余裕度	86.3	87.1	88.9	119.6	91.6
実平均値 (kN・m)	478.82	2438.39	2175.77	-1105.12	1975.29
圧縮強度+1σ	484.70	2461.35	2193.63	-1115.21	1991.47
圧縮強度-1σ	470.74	2407.64	2152.94	-1091.45	1954.99
圧縮強度の影響	6.98	26.86	20.35	11.88	18.24
ヤング係数+1σ	478.54	2437.20	2174.88	-1105.39	1975.10
ヤング係数-1σ	479.18	2439.76	2176.70	-1104.77	1975.45
ヤング係数の影響	0.32	1.28	0.91	0.31	0.17
プレ減少+1σ	479.34	2440.44	2176.98	-1104.11	1975.47
プレ減少-1σ	478.24	2436.10	2174.44	-1106.17	1975.10
プレ減少の影響	0.55	2.17	1.27	1.03	0.18
有効高+1σ	494.32	2472.50	2204.33	-1122.26	2001.72
有効高-1σ	463.41	2404.38	2147.23	-1091.93	1948.86
有効高の影響	15.45	34.06	28.55	15.16	26.43
PC引張強度+1σ	484.07	2464.95	2199.61	-1105.12	1997.43
PC引張強度-1σ	473.78	2413.08	2152.80	-1105.12	1954.19
PC引張強度の影響	5.14	25.94	23.41	0.00	21.62
鉄筋降伏強度+1σ	478.82	2438.39	2175.77	-1150.07	1975.29
鉄筋降伏強度-1σ	478.82	2438.39	2175.77	-1062.90	1975.29
鉄筋降伏強度の影響	0.00	0.00	0.00	43.58	0.00
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	17.73	50.60	42.18	47.66	38.71
変動係数	3.70%	2.08%	1.94%	4.31%	1.96%

降伏曲げモーメント					
記号	j	j 24	k18	k18	k18
型式	PC単純プレテンT桁橋	PC単純プレテンT桁橋	PC連結プレテンT桁橋	PC連結プレテンT桁橋	PC連結プレテンT桁橋
照査項目	降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力
照査断面	中央径間	中央径間	側径間	中間支点	中央径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	2306.13	3694.04	1869.43	358.00	1761.42
1. 3D+2. 5L	2306.13	3694.04	1869.43	329.51	1761.42
1. 0D+2. 5L	2139.55	3353.44	1708.08	358.00	1612.46
1. 7D+1. 7L	2021.25	3438.39	1762.07	245.33	1697.57
現行断面決定特徴	PC鋼材: 1S15.2(SWPR7BL)が12本	PC鋼材: 1S15.2(SWPR7BL)が12本	PC鋼材: 1S15.2(SWPR7BL)が10本	鉄筋: SD345, D13が10本	PC鋼材: 1S15.2(SWPR7BL)が9本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	2037.58	3164.74	1744.23	372.25	1577.02
余裕度	88.4	85.7	93.3	104.0	89.5
実平均値 (kN・m)	2114.34	3282.18	1808.89	424.38	1634.62
圧縮強度+1σ	2129.48	3301.26	1821.11	426.05	1645.34
圧縮強度-1σ	2095.54	3255.73	1793.83	422.13	1621.30
圧縮強度の影響	16.97	22.76	13.64	1.96	12.02
ヤング係数+1σ	2114.11	3281.95	1808.52	424.50	1634.31
ヤング係数-1σ	2114.58	3282.37	1809.33	424.26	1634.97
ヤング係数の影響	0.23	0.21	0.41	0.12	0.33
プレ減少+1σ	2114.62	3282.41	1809.35	423.87	1634.85
プレ減少-1σ	2113.99	3281.76	1809.40	424.93	1634.34
プレ減少の影響	0.32	0.32	0.02	0.53	0.25
有効高+1σ	2140.20	3312.44	1830.57	429.27	1655.46
有効高-1σ	2088.53	3251.93	1787.23	419.51	1615.13
有効高の影響	25.84	30.25	21.67	4.88	20.17
PC引張強度+1σ	2136.48	3316.51	1828.17	424.38	1652.12
PC引張強度-1σ	2093.33	3249.49	1790.59	424.38	1617.95
PC引張強度の影響	21.58	33.51	18.79	0.00	17.08
鉄筋降伏強度+1σ	2114.34	3282.18	1808.89	441.88	1634.62
鉄筋降伏強度-1σ	2114.34	3282.18	1808.89	408.01	1634.62
鉄筋降伏強度の影響	0.00	0.00	0.00	16.94	0.00
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	37.70	50.56	31.76	17.74	29.04
変動係数	1.78%	1.54%	1.76%	4.18%	1.78%

付表-2.3.2 降伏曲げモーメントの試算結果(5)

降伏曲げモーメント					
記号	k24	k24	k24	l45	m45
型式	PC連結プレテント桁橋	PC連結プレテント桁橋	PC連結プレテント桁橋	PC単純バルブT桁橋	PC連結バルブT桁橋
照査項目	降伏M _{sy} 曲げ耐力		降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力
照査断面	側径間	中間支点	中央径間	支間中央	側径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	3185.21	-1158.27	2919.68	27637.07	24751.13
1.3D+2.5L	3185.21	-1158.27	2919.68	27637.07	24451.80
1.0D+2.5L	2850.74	-1108.68	2608.09	24489.33	21538.00
1.7D+1.7L	3120.52	-833.77	2919.43	27355.07	24751.13
現行断面決定特徴	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が3本	鉄筋: SD345, D19が22本	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が3本	PC鋼材: 12S15.2(SWPR7BL)が4本	PC鋼材: 12S15.2(SWPR7BL)が4本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	2783.43	-1169.37	2779.80	22366.10	22076.27
余裕度	87.4	101.0	95.2	80.9	89.2
実平均値 (kN・m)	2882.54	-1342.93	2876.80	23313.51	23002.10
圧縮強度+1σ	2897.45	-1352.26	2891.58	23377.65	23065.01
圧縮強度-1σ	2862.47	-1330.33	2856.94	23220.75	22912.79
圧縮強度の影響	17.49	10.97	17.32	78.45	76.11
ヤング係数+1σ	2882.38	-1343.22	2876.71	23465.49	23172.32
ヤング係数-1σ	2882.69	-1342.64	2876.77	23132.23	22804.89
ヤング係数の影響	0.15	0.29	0.03	166.63	183.72
プレ減少+1σ	2882.39	-1341.73	2876.04	22991.19	22647.34
プレ減少-1σ	2882.60	-1344.22	2877.42	23648.38	23375.44
プレ減少の影響	0.10	1.24	0.69	328.59	364.05
有効高+1σ	2908.61	-1354.66	2902.88	23384.19	23070.07
有効高-1σ	2856.46	-1331.23	2850.72	23298.24	22932.59
有効高の影響	26.07	11.71	26.08	42.97	68.74
PC引張強度+1σ	2913.02	-1342.93	2907.24	23313.51	23002.10
PC引張強度-1σ	2853.52	-1342.93	2847.76	23313.51	23002.10
PC引張強度の影響	29.75	0.00	29.74	0.00	0.00
鉄筋降伏強度+1σ	2882.54	-1397.82	2876.80	23603.73	23292.50
鉄筋降伏強度-1σ	2882.54	-1291.46	2876.80	23040.84	22730.05
鉄筋降伏強度の影響	0.00	53.18	0.00	281.45	281.22
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	43.25	55.56	43.19	472.18	505.85
変動係数	1.50%	4.14%	1.50%	2.03%	2.20%

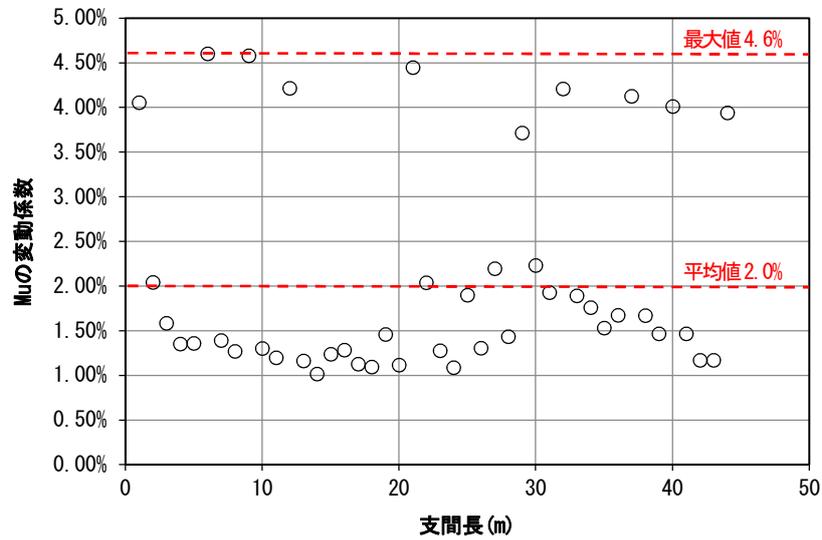
降伏曲げモーメント					
記号	m45	m45	n30	n45	o30
型式	PC連結バルブT桁橋	PC連結バルブT桁橋	PC単純コンボ橋	PC単純コンボ橋	PC連結コンボ橋
照査項目	降伏M _{sy} 曲げ耐力		降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力
照査断面	中間支点	中央径間	支間中央	支間中央	側径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	-10304.13	22644.08	18363.99	38522.34	16665.78
1.3D+2.5L	-10304.13	21989.94	18363.99	38394.76	16665.78
1.0D+2.5L	-9831.15	19305.36	16522.20	33830.82	14945.67
1.7D+1.7L	-7894.13	22644.08	17497.20	38522.34	16340.93
現行断面決定特徴	鉄筋: SD345, D22が28本	PC鋼材: 12S15.2(SWPR7BL)が4本	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が4本	PC鋼材: 12S15.2(SWPR7BL)が5本	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が4本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	-9782.43	21354.94	12599.40	22870.00	12411.40
余裕度	94.9	94.3	68.6	59.4	74.5
実平均値 (kN・m)	-11202.75	22257.21	13162.80	24172.00	12962.20
圧縮強度+1σ	-11288.72	22316.16	13209.10	24210.00	13006.90
圧縮強度-1σ	-11085.87	22173.31	13134.20	24095.20	12934.40
圧縮強度の影響	101.43	71.42	37.45	57.40	36.25
ヤング係数+1σ	-11205.54	22424.00	13269.50	24323.20	13067.40
ヤング係数-1σ	-11198.92	22062.67	13057.80	23958.90	12856.80
ヤング係数の影響	3.31	180.67	105.85	182.15	105.30
プレ減少+1σ	-11189.87	21894.02	12952.70	23811.00	12741.60
プレ減少-1σ	-11217.03	22636.17	13372.90	24567.30	13182.70
プレ減少の影響	13.58	371.07	210.10	378.15	220.55
有効高+1σ	-11249.29	22322.29	13207.30	24263.60	13007.60
有効高-1σ	-11155.91	22190.18	13119.00	24079.30	12917.40
有効高の影響	46.69	66.06	44.15	92.15	45.10
PC引張強度+1σ	-11202.75	22257.21	13162.80	24172.00	12962.20
PC引張強度-1σ	-11202.75	22257.21	13162.80	24172.00	12962.20
PC引張強度の影響	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
鉄筋降伏強度+1σ	-11660.05	22546.81	13334.30	24570.80	13133.50
鉄筋降伏強度-1σ	-10773.50	21985.07	13001.90	23798.00	12801.40
鉄筋降伏強度の影響	443.28	280.87	166.20	386.40	166.05
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	457.34	508.61	293.80	580.75	301.08
変動係数	4.08%	2.29%	2.23%	2.40%	2.32%

付表-2.3.2 降伏曲げモーメントの試算結果(6)

降伏曲げモーメント					
記号	o30	o30	o45	o45	o45
型式	PC連結コンボ橋	PC連結コンボ橋	PC連結コンボ橋	PC連結コンボ橋	PC連結コンボ橋
照査項目	降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力	降伏M _{sy} 曲げ耐力
照査断面	中間支点	中央径間	側径間	中間支点	中央径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	-5512.57	15689.99	35289.20	-13275.23	32721.34
1.3D+2.5L	-5512.57	15689.99	34284.94	-13275.23	31226.00
1.0D+2.5L	-5242.75	14085.60	29975.41	-12666.35	27183.26
1.7D+1.7L	-3833.37	15672.33	35289.20	-10184.11	32721.34
現行断面決定特徴	鉄筋: SD345, D19が24本	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が4本	PC鋼材: 12S15.2(SWPR7BL)が4本	鉄筋: SD345, D19が34本	PC鋼材: 12S15.2(SWPR7BL)が4本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	-5251.29	11845.40	19365.80	-12856.86	18683.20
余裕度	95.3	75.5	54.9	96.8	57.1
実平均値 (kN・m)	-5992.70	12382.40	20384.90	-14697.97	19677.20
圧縮強度+1σ	-6025.77	12423.50	20443.40	-14792.39	19734.10
圧縮強度-1σ	-5947.88	12356.60	20352.10	-14570.18	19645.60
圧縮強度の影響	38.94	33.45	45.65	111.10	44.25
ヤング係数+1σ	-5994.03	12481.50	20499.00	-14701.28	19786.20
ヤング係数-1σ	-5990.83	12285.10	20250.30	-14693.84	19562.80
ヤング係数の影響	1.60	98.20	124.35	3.72	111.70
フレ減少+1σ	-5984.17	12215.60	20166.20	-14681.65	19463.30
フレ減少-1σ	-6001.51	12592.50	20632.10	-14714.93	19918.60
フレ減少の影響	8.67	188.45	232.95	16.64	227.65
有効高+1σ	-6018.81	12413.30	20431.80	-14745.65	19723.90
有効高-1σ	-5966.35	12349.10	20336.80	-14649.92	19630.50
有効高の影響	26.23	32.10	47.50	47.86	46.70
PC引張強度+1σ	-5992.70	12382.40	20384.90	-14697.97	19677.20
PC引張強度-1σ	-5992.70	12382.40	20384.90	-14697.97	19677.20
PC引張強度の影響	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
鉄筋降伏強度+1σ	-6239.54	12553.30	20715.20	-15300.65	20007.40
鉄筋降伏強度-1σ	-5761.19	12222.00	20075.10	-14132.45	19367.60
鉄筋降伏強度の影響	239.18	165.65	320.05	584.10	319.90
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	243.90	273.40	420.12	596.74	413.25
変動係数	4.07%	2.21%	2.06%	4.06%	2.10%

(2) 破壊抵抗曲げモーメント

試算結果を付表-2.3.3に示す。降伏曲げモーメントの変動係数は、最大4.6%、平均2.0%となる(付図-2.3.2)。



付図-2.3.2 破壊抵抗曲げモーメントの変動係数

付表-2.3.3 破壊抵抗曲げモーメントの試算結果(1)

曲げ破壊耐力					
記号	a20	b20	c20	d20	e20
型式	単純RC中空床版橋	単純PRC中空床版橋	単純PC中空床版橋	単純PCボス騰T桁橋	3径間連結ボス騰T桁橋
照査項目	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力
照査断面	支間中央	支間中央	支間中央	支間中央	側径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	24520.29	25413.74	25007.27	5050.75	4759.36
1. 3D+2. 5L	24520.29	25413.74	25007.27	5050.75	4759.36
1. 0D+2. 5L	21658.04	22551.49	22145.02	4647.25	4389.43
1. 7D+1. 7L	24459.12	25196.74	24790.27	4532.05	4466.50
現行断面決定特徴	鉄筋: SD345, D32が100本	PC鋼材: 7S12.4(SWPR7AL)が18本, 鉄筋: SD345, D22が66本	PC鋼材: 7S12.4(SWPR7AL)が28本,	PC鋼材: 7S12.7(SWPR7BL)が4本	PC鋼材: 8S12.7(SWPR7BL)が3本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	25841.98	25820.94	25807.74	5060.41	4992.88
余裕度	105.4	101.6	103.2	100.2	104.9
実平均値 (kN・m)	29557.08	27684.47	26752.88	5234.65	5145.75
圧縮強度+1σ	29789.59	27794.37	26871.96	5252.16	5161.81
圧縮強度-1σ	29236.72	27523.94	26576.30	5208.54	5122.11
圧縮強度の影響	276.43	135.21	147.83	21.81	19.85
ヤング係数+1σ	29557.08	27677.81	26752.88	5234.65	5146.62
ヤング係数-1σ	29557.08	27694.46	26752.88	5234.65	5144.65
ヤング係数の影響	0.00	8.33	0.00	0.00	0.98
フレ減少+1σ		27626.15	26752.88	5234.65	5138.76
フレ減少-1σ		27972.16	26752.88	5234.65	5152.73
フレ減少の影響		173.00	0.00	0.00	6.99
有効高+1σ	29869.20	27972.16	27049.39	5276.99	5187.74
有効高-1σ	29244.96	27396.78	26456.37	5192.32	5103.75
有効高の影響	312.12	287.69	296.51	42.33	41.99
PC引張強度+1σ		27864.04	27016.08	5289.80	5196.27
PC引張強度-1σ		27506.51	26488.08	5185.22	5092.40
PC引張強度の影響		178.76	264.00	52.29	51.93
鉄筋降伏強度+1σ	30676.81	28080.29	26752.88	5234.65	5145.75
鉄筋降伏強度-1σ	28429.25	27288.74	26752.88	5234.65	5145.75
鉄筋降伏強度の影響	1123.78	395.78	0.00	0.00	0.00
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	1198.63	565.37	423.64	70.73	70.03
変動係数	4.06%	2.04%	1.58%	1.35%	1.36%

曲げ破壊耐力					
記号	e20	e20	e30	e30	e30
型式	3径間連結ボス騰T桁橋	3径間連結ボス騰T桁橋	3径間連結ボス騰T桁橋	3径間連結ボス騰T桁橋	3径間連結ボス騰T桁橋
照査項目	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力
照査断面	中間支点	中央径間	側径間	中間支点	中央径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	1455.72	4731.16	9473.45	-3234.01	8890.98
1. 3D+2. 5L	1373.18	4731.16	9473.45	-3234.01	8890.98
1. 0D+2. 5L	1455.72	4393.43	8532.15	-3058.13	8028.16
1. 7D+1. 7L	1122.98	4534.69	9234.27	-2225.88	8828.57
現行断面決定特徴	鉄筋: SD345, D19が14本	PC鋼材: 8S12.7(SWPR7BL)が3本	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が3本	鉄筋: SD345, D19が22本	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が3本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	1642.58	4944.99	9778.35	-3270.13	9675.45
余裕度	112.8	104.5	103.2	101.1	108.8
実平均値 (kN・m)	1837.97	5075.64	10084.30	-3663.17	9937.41
圧縮強度+1σ	1839.76	5090.43	10120.27	-3675.86	9970.35
圧縮強度-1σ	1835.96	5053.88	10031.51	-3650.41	9889.16
圧縮強度の影響	1.90	18.28	44.38	12.73	40.59
ヤング係数+1σ	1841.20	5077.62	10086.48	-3672.43	9943.09
ヤング係数-1σ	1833.99	5073.22	10081.70	-3652.21	9931.28
ヤング係数の影響	3.61	2.20	2.39	10.11	5.91
フレ減少+1σ	1822.29	5062.23	10070.84	-3629.16	9911.13
フレ減少-1σ	1854.38	5089.26	10098.63	-3699.06	9964.95
フレ減少の影響	16.05	13.52	13.89	34.95	26.91
有効高+1σ	1853.73	5117.64	10147.29	-3688.22	10000.83
有効高-1σ	1822.20	5033.65	10021.32	-3638.40	9874.42
有効高の影響	15.76	41.99	62.99	24.91	63.21
PC引張強度+1σ	1837.97	5126.24	10183.27	-3663.17	10036.95
PC引張強度-1σ	1837.97	5022.04	9980.22	-3663.17	9833.29
PC引張強度の影響	0.00	52.10	101.52	0.00	101.83
鉄筋降伏強度+1σ	1919.29	5075.64	10084.30	-3824.44	9937.41
鉄筋降伏強度-1σ	1756.43	5075.64	10084.30	-3501.68	9937.41
鉄筋降伏強度の影響	81.43	0.00	0.00	161.38	0.00
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	84.58	70.71	128.23	167.78	129.51
変動係数	4.60%	1.39%	1.27%	4.58%	1.30%

付表-2.3.3 破壊抵抗曲げモーメントの試算結果(2)

曲げ破壊耐力					
記号	e40	e40	e40	f40	f40
型式	3径間連続ボス騰T桁橋	3径間連続ボス騰T桁橋	3径間連続ボス騰T桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋
照査項目	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力
照査断面	側径間	中間支点	中央径間	側径間	中間支点
現行設計曲げモーメント (kN・m)	16718.27	-6443.22	15412.35	60187.63	-73538.56
1. 3D+2. 5L	16359.00	-6443.22	14807.97	60187.63	-64639.07
1. 0D+2. 5L	14361.04	-6132.60	12954.41	53790.23	-52319.67
1. 7D+1. 7L	16718.27	-4911.35	15412.35	60026.12	-73538.56
現行断面決定特徴	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が4本	鉄筋: SD345, D22が26本	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が4本	PC鋼材: 内12S12.4A(SWPR7AL)が12本 外7S15.2B(SWPR7BL)が9本	PC鋼材: 内12S12.4A(SWPR7AL)が20本 外7S15.2B(SWPR7BL)が9本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	16813.25	-6995.01	16660.91	61593.58	-83680.34
余裕度	100.6	108.6	108.1	102.3	113.8
実平均値 (kN・m)	17326.42	-7869.29	17059.98	63006.24	-86093.38
圧縮強度+1σ	17381.07	-7886.88	17110.00	63133.93	-86515.93
圧縮強度-1σ	17247.56	-7851.59	16987.97	62817.92	-85469.48
圧縮強度の影響	66.75	17.64	61.01	158.01	523.22
ヤング係数+1σ	17334.16	-7884.23	17073.23	63097.32	-86226.68
ヤング係数-1σ	17317.90	-7851.67	17044.39	62898.62	-85933.04
ヤング係数の影響	8.13	16.28	14.42	99.35	146.82
プレ減少+1σ	17301.64	-7815.35	17012.41	62751.23	-85747.02
プレ減少-1σ	17353.51	-7926.37	17110.61	63263.07	-86438.73
プレ減少の影響	25.93	55.51	49.10	255.92	345.85
有効高+1σ	17410.41	-7909.38	17143.97	63309.34	-85647.28
有効高-1σ	17242.44	-7774.19	17053.09	62697.95	-86537.49
有効高の影響	83.98	67.59	45.44	305.70	445.10
PC引張強度+1σ	17497.99	-7869.29	17231.70	63466.92	-86813.10
PC引張強度-1σ	17146.30	-7869.29	16879.91	62539.07	-85370.39
PC引張強度の影響	175.84	0.00	175.89	463.92	721.36
鉄筋降伏強度+1σ	17326.42	-8167.02	17059.98	63006.24	-86093.38
鉄筋降伏強度-1σ	17326.42	-7528.56	17059.98	63006.24	-86093.38
鉄筋降伏強度の影響	0.00	319.23	0.00	0.00	0.00
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	207.77	331.87	198.36	639.54	1064.62
変動係数	1.20%	4.22%	1.16%	1.02%	1.24%

曲げ破壊耐力					
記号	f40	f80	f80	f80	f120
型式	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋
照査項目	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力
照査断面	中央径間	側径間	中間支点	中央径間	側径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	30955.20	14178.72	-323557.34	73483.36	134383.73
1. 3D+2. 5L	30133.97	8218.20	-275274.91	73483.36	133488.66
1. 0D+2. 5L	30955.20	14178.72	-222681.34	70047.52	118849.42
1. 7D+1. 7L	22205.26	-8275.46	-323557.34	66147.62	134383.73
現行断面決定特徴	PC鋼材: 内12S12.4A(SWPR7AL)が6本 外7S15.2B(SWPR7BL)が9本	PC鋼材: 内7S12.7B(SWPR7BL)が4本 外19S15.2B(SWPR7BL)が2本	PC鋼材: 内7S12.7B(SWPR7BL)が62本 外19S15.2B(SWPR7BL)が10本	PC鋼材: 内7S12.7B(SWPR7BL)が10本 外19S15.2B(SWPR7BL)が8本	PC鋼材: 内12S15.2B(SWPR7BL)が10本 外37S15.2B(SWPR7BL)が4本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	35458.76	21599.14	-431579.03	79786.58	146078.04
余裕度	114.5	152.3	133.4	108.6	108.7
実平均値 (kN・m)	35927.04	-83807.04	-444107.09	80411.96	149320.74
圧縮強度+1σ	35965.55	-84107.10	-446399.78	80549.23	149829.32
圧縮強度-1σ	35867.21	-83376.50	-440722.64	80211.39	148575.30
圧縮強度の影響	49.17	365.30	2838.57	168.92	627.01
ヤング係数+1σ	36045.69	-83887.19	-444660.67	80787.13	149791.04
ヤング係数-1σ	35785.75	-83706.57	-443439.55	79975.23	148759.78
ヤング係数の影響	129.97	90.31	610.56	405.95	515.63
プレ減少+1σ	35603.12	-83581.78	-442532.05	79439.37	148172.84
プレ減少-1σ	36250.24	-84025.63	-445694.82	81403.11	149910.68
プレ減少の影響	323.56	221.92	1581.39	981.87	868.92
有効高+1σ	36110.18	-83437.01	-443074.15	80751.68	149943.43
有効高-1σ	35743.89	-84180.21	-445143.88	80079.15	148699.16
有効高の影響	183.14	371.60	1034.86	336.26	622.13
PC引張強度+1σ	36163.37	-84540.54	-447436.07	80735.34	150284.51
PC引張強度-1σ	35690.76	-83036.40	-440590.48	80080.15	148300.81
PC引張強度の影響	236.31	752.07	3422.80	327.60	991.85
鉄筋降伏強度+1σ	35927.04	-83807.04	-444107.09	80411.96	149320.74
鉄筋降伏強度-1σ	35927.04	-83807.04	-444107.09	80411.96	149320.74
鉄筋降伏強度の影響	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	461.93	945.80	4870.06	1173.79	1668.79
変動係数	1.29%	1.13%	1.10%	1.46%	1.12%

付表-2.3.3 破壊抵抗曲げモーメントの試算結果(3)

曲げ破壊耐力					
記号	f120	f120	g80	g80	g80
型式	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続ラーメン橋	3径間連続ラーメン橋	3径間連続ラーメン橋
照査項目	終局Mu曲げ耐力		終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力
照査断面	中間支点	中央径間	側径間	中間支点	中央径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	-840751.07	144230.83	23563.12	-304976.77	62217.88
1. 3D+2. 5L	-698736.02	144230.83	23563.12	-259800.88	62217.88
1. 0D+2. 5L	-557994.32	138324.83	21417.41	-209816.85	59549.60
1. 7D+1. 7L	-840751.07	131690.44	20687.03	-304976.77	57210.26
現行断面決定特徴	PC鋼材: 内12S15.2B (SWPR7BL)が72本 外37S15.2B (SWPR7BL)が12本	PC鋼材: 内12S15.2B (SWPR7BL)が4本 外37S15.2B (SWPR7BL)が6本	PC鋼材: 内7S12.7B (SWPR7BL)が6本 外12S15.2B (SWPR7BL)が2本	PC鋼材: 内7S12.7B (SWPR7BL)が64本 外12S15.2B (SWPR7BL)が12本	PC鋼材: 内7S12.7B (SWPR7BL)が6本 外12S15.2B (SWPR7BL)が12本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	-1526250.39	154583.61	25787.28	-378893.40	63850.82
余裕度	181.5	107.2	109.4	124.2	102.6
実平均値 (kN・m)	-1662472.54	155419.02	26495.30	-391810.41	61786.83
圧縮強度+1σ	-1708785.24	155959.51	26572.50	-393436.34	61864.11
圧縮強度-1σ	-1562349.84	154638.68	26408.91	-389394.99	61672.32
圧縮強度の影響	73217.70	660.42	81.80	2020.67	95.89
ヤング係数+1σ	-1664987.15	156768.75	26554.53	-392402.13	62077.84
ヤング係数-1σ	-1659581.33	153827.91	26608.91	-391104.53	61426.43
ヤング係数の影響	2702.91	1470.42	27.19	648.80	325.70
プレ減少+1σ	-1656717.48	152185.24	26392.41	-389881.20	60746.83
プレ減少-1σ	-1666733.19	157407.55	26657.99	-393792.24	62875.89
プレ減少の影響	5007.86	2611.15	132.79	1955.52	1064.53
有効高+1σ	-1659655.37	156088.27	26739.81	-390942.87	62058.10
有効高-1σ	-1665304.30	154695.24	26313.00	-392673.44	61448.83
有効高の影響	2824.46	696.52	213.41	865.29	304.64
PC引張強度+1σ	-1670571.79	155748.54	26726.34	-394742.35	61980.95
PC引張強度-1σ	-1653868.39	155023.18	26306.17	-388698.12	61587.36
PC引張強度の影響	8351.70	362.68	210.09	3022.11	196.80
鉄筋降伏強度+1σ	-1662472.54	155419.02	26517.91	-391810.41	61786.83
鉄筋降伏強度-1σ	-1662472.54	155419.02	26517.91	-391810.41	61786.83
鉄筋降伏強度の影響	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	73965.83	3167.50	338.74	4267.32	1174.75
変動係数	4.45%	2.04%	1.28%	1.09%	1.90%

曲げ破壊耐力			
記号	g120	g120	g120
型式	3径間連続ラーメン橋	3径間連続ラーメン橋	3径間連続ラーメン橋
照査項目	終局Mu曲げ耐力		
照査断面	側径間	中間支点	中央径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	77009.48	-1057726.17	83252.82
1. 3D+2. 5L	77009.48	-838226.55	83252.82
1. 0D+2. 5L	75118.52	-646307.55	78772.88
1. 7D+1. 7L	65166.32	-1057726.17	74902.52
現行断面決定特徴	PC鋼材: 内12S15.2B (SWPR7BL)が4本 外19S15.2B (SWPR7BL)が6本	PC鋼材: 内12S15.2B (SWPR7BL)が72本 外19S15.2B (SWPR7BL)が6本	PC鋼材: 内12S15.2B (SWPR7BL)が4本 外19S15.2B (SWPR7BL)が6本
断面耐力			
現行計算値 (kN・m)	86876.83	-1423668.22	92400.00
余裕度	112.8	134.6	111.0
実平均値 (kN・m)	88877.59	-1510165.95	88970.68
圧縮強度+1σ	89132.92	-1523658.94	89069.44
圧縮強度-1σ	88391.85	-1463042.65	88815.78
圧縮強度の影響	370.54	30308.15	126.83
ヤング係数+1σ	89170.48	-1510628.00	89332.92
ヤング係数-1σ	88512.77	-1509616.39	88499.14
ヤング係数の影響	328.85	505.80	416.89
プレ減少+1σ	88017.48	-1509168.92	87865.40
プレ減少-1σ	89720.63	-1511199.74	90040.04
プレ減少の影響	851.57	1015.41	1087.32
有効高+1σ	89350.78	-1507866.14	89276.19
有効高-1σ	88409.90	-1512466.13	88656.01
有効高の影響	470.44	2300.00	310.09
PC引張強度+1σ	89250.57	-1522950.87	89360.76
PC引張強度-1σ	88455.20	-1496630.11	88559.02
PC引張強度の影響	397.69	13160.38	400.87
鉄筋降伏強度+1σ	88877.59	-1510165.95	88970.68
鉄筋降伏強度-1σ	88877.59	-1510165.95	88970.68
鉄筋降伏強度の影響	0.00	0.00	0.00
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	1161.94	33141.46	1276.32
変動係数	1.31%	2.19%	1.43%

付表-2.3.3 破壊抵抗曲げモーメントの試算結果(4)

曲げ破壊耐力					
記号	h9	h24	i24	i24	i24
型式	PC単純プレテン床版橋	PC単純プレテン床版橋	PC連結プレテン床版橋	PC連結プレテン床版橋	PC連結プレテン床版橋
照査項目	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力
照査断面	支間中央	支間中央	側径間	中間支点	中央径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	530.06	2684.79	2353.27	-806.03	2075.37
1.3D+2.5L	530.06	2635.94	2251.05	-984.35	1934.64
1.0D+2.5L	498.05	2307.87	1944.54	-943.57	1645.27
1.7D+1.7L	447.53	2684.79	2353.27	-806.03	2075.37
現行断面決定特徴	PC鋼材: IS12.7(SWPR7BL)が11本	PC鋼材: IS15.2(SWPR7BL)が17本	PC鋼材: IS15.2(SWPR7BL)が13本	鉄筋: SD345 D22が6本, D19が6本	PC鋼材: IS15.2(SWPR7BL)が13本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	537.37	2755.35	2458.49	-1052.94	2245.91
余裕度	101.4	102.6	104.5	130.6	108.2
実平均値 (kN・m)	559.05	2864.14	2548.64	-1199.70	2324.26
圧縮強度+1σ	568.10	2906.24	2575.65	-1208.48	2346.85
圧縮強度-1σ	549.74	2819.00	2518.01	-1186.50	2298.78
圧縮強度の影響	9.18	43.62	28.82	10.99	24.03
ヤング係数+1σ	559.09	2864.01	2548.74	-1200.02	2324.93
ヤング係数-1σ	558.97	2864.29	2548.50	-1199.35	2323.54
ヤング係数の影響	0.06	0.14	0.12	0.34	0.70
プレ減少+1σ	558.94	2864.36	2548.08	-1198.56	2324.31
プレ減少-1σ	559.15	2863.88	2549.16	-1200.91	2325.85
プレ減少の影響	0.11	0.24	0.54	1.17	0.77
有効高+1σ	577.10	2902.53	2580.03	-1222.64	2353.37
有効高-1σ	541.23	2825.91	2517.35	-1185.89	2295.43
有効高の影響	17.94	38.31	31.34	18.37	28.97
PC引張強度+1σ	564.18	2891.60	2573.79	-1199.70	2347.55
PC引張強度-1σ	554.15	2838.02	2524.66	-1199.70	2302.14
PC引張強度の影響	5.01	26.79	24.57	0.00	22.71
鉄筋降伏強度+1σ	559.05	2864.14	2548.64	-1246.82	2324.26
鉄筋降伏強度-1σ	559.05	2864.14	2548.64	-1155.36	2324.26
鉄筋降伏強度の影響	0.00	0.00	0.00	45.73	0.00
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	20.76	63.93	49.16	50.51	43.97
変動係数	3.71%	2.23%	1.93%	4.21%	1.89%

曲げ破壊耐力					
記号	j18	j 24	k18	k18	k18
型式	PC単純プレテンT桁橋	PC単純プレテンT桁橋	PC連結プレテンT桁橋	PC連結プレテンT桁橋	PC連結プレテンT桁橋
照査項目	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力
照査断面	中央径間	中央径間	側径間	中間支点	中央径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	2306.13	3694.04	1869.43	358.00	1761.42
1.3D+2.5L	2306.13	3694.04	1869.43	329.51	1761.42
1.0D+2.5L	2139.55	3353.44	1708.08	358.00	1612.46
1.7D+1.7L	2021.25	3438.39	1762.07	245.33	1697.57
現行断面決定特徴	PC鋼材: IS15.2(SWPR7BL)が12本	PC鋼材: IS15.2(SWPR7BL)が12本	PC鋼材: IS15.2(SWPR7BL)が10本	鉄筋: SD345, D13が10本	PC鋼材: IS15.2(SWPR7BL)が9本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	2407.19	3723.83	2052.45	398.31	1856.04
余裕度	104.4	100.8	109.8	111.3	105.4
実平均値 (kN・m)	2494.35	3856.13	2123.38	452.31	1918.11
圧縮強度+1σ	2513.81	3882.56	2136.75	452.96	1928.85
圧縮強度-1σ	2470.48	3823.53	2106.91	451.39	1904.88
圧縮強度の影響	21.67	29.51	14.92	0.79	11.99
ヤング係数+1σ	2494.35	3856.13	2123.43	452.42	1918.20
ヤング係数-1σ	2494.35	3856.13	2123.33	452.21	1918.01
ヤング係数の影響	0.00	0.00	0.05	0.11	0.09
プレ減少+1σ	2494.35	3856.13	2123.07	451.78	1917.54
プレ減少-1σ	2494.35	3856.13	2123.69	452.95	1918.67
プレ減少の影響	0.00	0.00	0.31	0.59	0.57
有効高+1σ	2523.85	3890.55	2147.96	457.29	1941.65
有効高-1σ	2464.84	3821.71	2098.79	447.33	1895.98
有効高の影響	29.50	34.42	24.59	4.98	22.84
PC引張強度+1σ	2519.28	3894.80	2144.86	452.31	1937.60
PC引張強度-1σ	2470.64	3819.21	2102.96	452.31	1899.54
PC引張強度の影響	24.32	37.80	20.95	0.00	19.03
鉄筋降伏強度+1σ	2494.35	3856.13	2123.38	470.89	1918.11
鉄筋降伏強度-1σ	2494.35	3856.13	2123.38	434.97	1918.11
鉄筋降伏強度の影響	0.00	0.00	0.00	17.96	0.00
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	43.94	59.03	35.58	18.66	32.06
変動係数	1.76%	1.53%	1.68%	4.13%	1.67%

付表-2.3.3 破壊抵抗曲げモーメントの試算結果(5)

曲げ破壊耐力					
記号	k24	k24	k24	l45	m45
型式	PC連結プレテント桁橋	PC連結プレテント桁橋	PC連結プレテント桁橋	PC単純バルブT桁橋	PC連結バルブT桁橋
照査項目	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力
照査断面	側径間	中間支点	中央径間	支間中央	側径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	3185.21	-1158.27	2919.68	27637.07	24751.13
1.3D+2.5L	3185.21	-1158.27	2919.68	27637.07	24451.80
1.0D+2.5L	2850.74	-1108.68	2608.09	24489.33	21538.00
1.7D+1.7L	3120.52	-833.77	2919.43	27355.07	24751.13
現行断面決定特徴	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が3本	鉄筋: SD345, D19が22本	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が3本	PC鋼材: 12S15.2(SWPR7BL)が4本	PC鋼材: 12S15.2(SWPR7BL)が4本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	3260.88	-1253.87	3256.77	28669.21	28623.85
余裕度	102.4	108.3	111.5	103.7	115.6
実平均値 (kN・m)	3371.20	-1432.52	3364.93	29627.23	29561.84
圧縮強度+1σ	3390.49	-1439.15	3384.04	29749.04	29682.24
圧縮強度-1σ	3347.68	-1422.58	3341.53	29477.57	29412.56
圧縮強度の影響	21.41	8.29	21.25	135.74	134.84
ヤング係数+1σ	3371.37	-1432.80	3365.27	29627.23	29563.22
ヤング係数-1σ	3371.03	-1432.24	3364.59	29627.23	29559.08
ヤング係数の影響	0.17	0.28	0.34	0.00	2.07
プレ減少+1σ	3370.53	-1431.21	3363.57	29627.23	29553.57
プレ減少-1σ	3372.05	-1434.03	3366.29	29627.23	29568.72
プレ減少の影響	0.76	1.41	1.36	0.00	7.57
有効高+1σ	3400.71	-1444.69	3394.43	29745.24	29679.85
有効高-1σ	3341.70	-1420.35	3335.42	29509.22	29443.83
有効高の影響	29.50	12.17	29.50	118.01	118.01
PC引張強度+1σ	3405.53	-1432.52	3399.20	29930.69	29864.70
PC引張強度-1σ	3338.65	-1432.52	3332.43	29338.72	29272.53
PC引張強度の影響	33.44	0.00	33.38	295.98	296.08
鉄筋降伏強度+1σ	3371.20	-1489.82	3364.93	29627.23	29561.84
鉄筋降伏強度-1σ	3371.20	-1378.77	3364.93	29627.23	29561.84
鉄筋降伏強度の影響	0.00	55.53	0.00	0.00	0.00
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	49.47	57.46	49.38	346.35	346.17
変動係数	1.47%	4.01%	1.47%	1.17%	1.17%

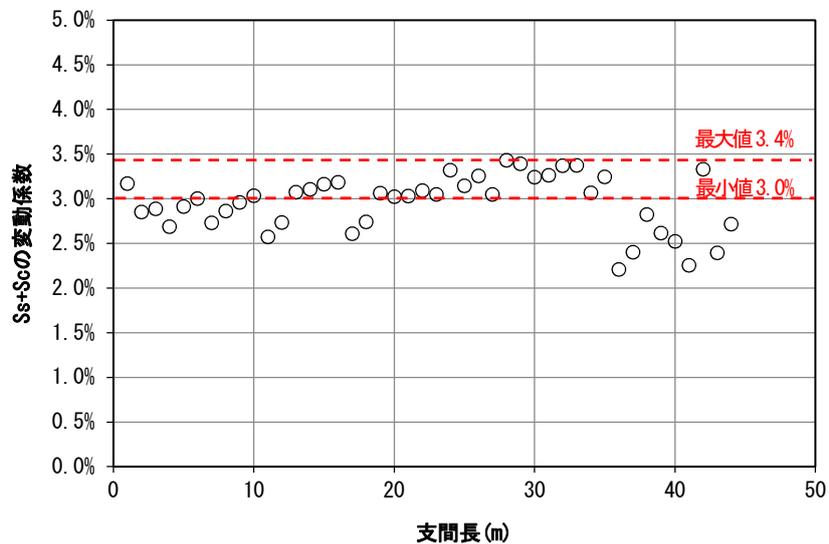
曲げ破壊耐力					
記号	k24	k24	k24	l45	m45
型式	PC連結プレテント桁橋	PC連結プレテント桁橋	PC連結プレテント桁橋	PC単純バルブT桁橋	PC連結バルブT桁橋
照査項目	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力
照査断面	側径間	中間支点	中央径間	支間中央	側径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	3185.21	-1158.27	2919.68	27637.07	24751.13
1.3D+2.5L	3185.21	-1158.27	2919.68	27637.07	24451.80
1.0D+2.5L	2850.74	-1108.68	2608.09	24489.33	21538.00
1.7D+1.7L	3120.52	-833.77	2919.43	27355.07	24751.13
現行断面決定特徴	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が3本	鉄筋: SD345, D19が22本	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が3本	PC鋼材: 12S15.2(SWPR7BL)が4本	PC鋼材: 12S15.2(SWPR7BL)が4本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	3260.88	-1253.87	3256.77	28669.21	28623.85
余裕度	102.4	108.3	111.5	103.7	115.6
実平均値 (kN・m)	3371.20	-1432.52	3364.93	29627.23	29561.84
圧縮強度+1σ	3390.49	-1439.15	3384.04	29749.04	29682.24
圧縮強度-1σ	3347.68	-1422.58	3341.53	29477.57	29412.56
圧縮強度の影響	21.41	8.29	21.25	135.74	134.84
ヤング係数+1σ	3371.37	-1432.80	3365.27	29627.23	29563.22
ヤング係数-1σ	3371.03	-1432.24	3364.59	29627.23	29559.08
ヤング係数の影響	0.17	0.28	0.34	0.00	2.07
プレ減少+1σ	3370.53	-1431.21	3363.57	29627.23	29553.57
プレ減少-1σ	3372.05	-1434.03	3366.29	29627.23	29568.72
プレ減少の影響	0.76	1.41	1.36	0.00	7.57
有効高+1σ	3400.71	-1444.69	3394.43	29745.24	29679.85
有効高-1σ	3341.70	-1420.35	3335.42	29509.22	29443.83
有効高の影響	29.50	12.17	29.50	118.01	118.01
PC引張強度+1σ	3405.53	-1432.52	3399.20	29930.69	29864.70
PC引張強度-1σ	3338.65	-1432.52	3332.43	29338.72	29272.53
PC引張強度の影響	33.44	0.00	33.38	295.98	296.08
鉄筋降伏強度+1σ	3371.20	-1489.82	3364.93	29627.23	29561.84
鉄筋降伏強度-1σ	3371.20	-1378.77	3364.93	29627.23	29561.84
鉄筋降伏強度の影響	0.00	55.53	0.00	0.00	0.00
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	49.47	57.46	49.38	346.35	346.17
変動係数	1.47%	4.01%	1.47%	1.17%	1.17%

付表-2.3.3 破壊抵抗曲げモーメントの試算結果(6)

曲げ破壊耐力					
記号	o30	o30	o45	o45	o45
型式	PC連結コンボ橋	PC連結コンボ橋	PC連結コンボ橋	PC連結コンボ橋	PC連結コンボ橋
照査項目	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力	終局Mu曲げ耐力
照査断面	中間支点	中央径間	側径間	中間支点	中央径間
現行設計曲げモーメント (kN・m)	-5512.57	15689.99	35289.20	-13275.23	32721.34
1.3D+2.5L	-5512.57	15689.99	34284.94	-13275.23	31226.00
1.0D+2.5L	-5242.75	14085.60	29975.41	-12666.35	27183.26
1.7D+1.7L	-3833.37	15672.33	35289.20	-10184.11	32721.34
現行断面決定特徴	鉄筋: SD345, D19が24本	PC鋼材: 12S12.7(SWPR7BL)が4本	PC鋼材: 12S15.2(SWPR7BL)が4本	鉄筋: SD345, D19が34本	PC鋼材: 12S15.2(SWPR7BL)が4本
断面耐力					
現行計算値 (kN・m)	-5515.43	18721.70	36317.90	-13731.28	36267.50
余裕度	100.1	119.3	102.9	103.4	110.8
実平均値 (kN・m)	-6264.85	19322.00	37502.70	-15615.80	37427.30
圧縮強度+1σ	-6284.80	19377.80	37614.10	-15678.99	37537.30
圧縮強度-1σ	-6234.28	19284.80	37428.40	-15521.95	37354.00
圧縮強度の影響	25.26	46.50	92.85	78.52	91.65
ヤング係数+1σ	-6266.15	19323.10	37504.20	-15619.90	37430.30
ヤング係数-1σ	-6262.67	19320.60	37500.80	-15611.70	37423.80
ヤング係数の影響	1.74	1.25	1.70	4.10	3.25
フレ減少+1σ	-6255.27	19352.20	37495.10	-15598.36	37413.10
フレ減少-1σ	-6274.42	19328.70	37510.60	-15635.29	37442.30
フレ減少の影響	9.57	11.75	7.75	18.47	14.60
有効高+1σ	-6291.87	19406.00	37620.70	-15665.34	37545.30
有効高-1σ	-6237.82	19238.00	37384.70	-15566.26	37309.30
有効高の影響	27.02	84.00	118.00	49.54	118.00
PC引張強度+1σ	-6264.85	19521.90	37890.00	-15615.80	37814.70
PC引張強度-1σ	-6264.85	19132.00	37134.60	-15615.80	37059.10
PC引張強度の影響	0.00	194.95	377.70	0.00	377.80
鉄筋降伏強度+1σ	-6518.88	19322.00	37502.70	-16243.66	37427.30
鉄筋降伏強度-1σ	-6026.19	19322.00	37502.70	-15026.05	37427.30
鉄筋降伏強度の影響	246.35	0.00	0.00	608.81	0.00
断面耐力の標準偏差 (kN・m)	249.30	217.63	406.53	616.13	406.55
変動係数	3.98%	1.13%	1.08%	3.95%	1.09%

(3) 斜引張破壊に対する耐力 (Sc+Ss)

試算結果を付表-2.3.4に示す。斜引張破壊に対する耐力 (Sc+Ss) の変動係数は、最大3.4%、平均3.0%となる (付図-2.3.3)。



付図-2.3.3 斜引張破壊に対する耐力 (Sc+Ss) の変動係数

付表-2.3.4 斜引張破壊に対する耐力 (Sc+Ss) の試算結果(1)

斜引張破壊に対する耐力

記号	a20	b20	c20	d20	e20
型式	単純RC中空床版橋	単純PRC中空床版橋	単純PC中空床版橋	PC単純ポステンT桁橋	3径間連結ポステンT桁橋
照査項目	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力
照査断面	端支点	端支点	端支点	端支点	端支点
現行終局荷重作用時断面力 (kN) (有効高変化を考慮)	4833.71	4907.13	4861.41	1009.56	1009.58
現行終局荷重作用時断面力 (kN)	4833.71	4907.13	4861.41	1009.56	1009.58
1.30D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	4833.71	4907.13	4861.41	1009.56	1009.58
1.00D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	4327.32	4408.28	4373.11	942.85	944.84
1.70D + 1.70(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	4664.29	4693.72	4633.93	867.94	887.84
現行断面決定特徴	D13ctc125	D13ctc250	D13ctc250	D13ctc125	D13ctc125
断面耐力					
現行計算値 (kN)	6714.37	6006.07	5488.45	1095.90	1077.69
余裕度	138.91	122.39	112.90	108.55	106.75
実平均値 (kN)	8255.68	7655.42	6653.50	1313.09	1285.46
圧縮強度 + 1σ	8348.56	7834.60	6775.72	1326.59	1306.45
圧縮強度 - 1σ	8116.37	7476.24	6490.55	1292.82	1264.48
圧縮強度の影響	116.10	179.18	142.58	16.88	20.98
プレ減少 + 1σ		7646.86	6633.34	1307.94	1280.46
プレ減少 - 1σ		7664.23	6673.87	1318.33	1290.56
プレ減少の影響		8.68	20.26	5.19	5.05
有効高 + 1σ	8290.70	7721.50	6704.33	1319.12	1293.14
有効高 - 1σ	8173.77	7633.69	6602.58	1303.73	1277.76
有効高の影響	58.47	43.90	50.88	7.69	7.69
鉄筋降伏強度 + 1σ	8483.08	7503.42	6770.27	1342.71	1315.08
鉄筋降伏強度 - 1σ	8028.29	7269.89	6536.74	1283.46	1255.84
鉄筋降伏強度の影響	227.40	116.77	116.77	29.62	29.62
断面耐力の標準偏差 (kN)	261.93	218.50	192.26	35.34	37.45
変動係数の算出	3.17%	2.85%	2.89%	2.69%	2.91%

斜引張破壊に対する耐力

記号	e20	e30	e30	e40	e40
型式	3径間連結ポステンT桁橋	3径間連結ポステンT桁橋	3径間連結ポステンT桁橋	3径間連結ポステンT桁橋	3径間連結ポステンT桁橋
照査項目	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力
照査断面	中間支点	端支点	中間支点	端支点	中間支点
現行終局荷重作用時断面力 (kN) (有効高変化を考慮)	1068.29	1353.92	1477.04	1723.62	1864.90
現行終局荷重作用時断面力 (kN)	-1068.29	1353.92	-1477.04	1723.62	-1864.90
1.30D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	-1068.29	1353.92	-1477.04	1723.62	-1864.90
1.00D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	-995.26	1242.98	-1354.03	1554.87	-1680.21
1.70D + 1.70(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	-899.89	1242.65	-1318.76	1653.38	-1748.18
現行断面決定特徴	D13ctc125	D13ctc125	D13ctc125	D13ctc125	D13ctc125
断面耐力					
現行計算値 (kN)	1092.31	1423.61	1610.80	1797.62	2147.36
余裕度	102.25	105.15	109.06	104.29	115.15
実平均値 (kN)	1482.40	1690.45	1941.21	2116.77	2444.93
圧縮強度 + 1σ	1503.38	1709.38	1960.14	2153.32	2481.49
圧縮強度 - 1σ	1461.42	1662.06	1912.81	2080.21	2408.37
圧縮強度の影響	20.98	23.66	23.66	36.56	36.56
プレ減少 + 1σ	1476.81	1684.49	1940.62	2107.59	2434.58
プレ減少 - 1σ	1488.12	1696.49	1953.90	2126.12	2455.49
プレ減少の影響	5.65	6.00	6.64	9.27	10.46
有効高 + 1σ	1491.52	1698.21	1956.35	2124.02	2453.57
有効高 - 1σ	1473.27	1682.67	1938.04	2109.49	2436.30
有効高の影響	9.12	7.77	9.16	7.26	8.64
鉄筋降伏強度 + 1σ	1520.19	1728.91	1990.28	2166.28	2508.11
鉄筋降伏強度 - 1σ	1444.61	1651.99	1892.13	2067.25	2381.75
鉄筋降伏強度の影響	37.79	38.46	49.08	49.52	63.18
断面耐力の標準偏差 (kN)	44.54	46.21	55.65	62.66	74.24
変動係数の算出	3.00%	2.73%	2.87%	2.96%	3.04%

付表-2.3.4 斜引張破壊に対する耐力 (Sc+Ss) の試算結果(2)

斜引張破壊に対する耐力

記号	f40	f40	f40	f80	f80
型式	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋
照査項目	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力
照査断面	端支点	側径間 1/4点	中間支点中央径間側	端支点	側径間 1/4点
現行終局荷重作用時断面力 (kN) (有効高変化を考慮)	7213.83	-7888.58	10699.70	3690.80	-9252.72
現行終局荷重作用時断面力 (kN)	7213.83	-7888.58	10699.70	3690.80	-12888.75
1.30D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	7197.76	-7463.13	10080.32	3646.79	-11562.38
1.00D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	6380.23	-6393.53	8666.69	3690.80	-9659.85
1.70D + 1.70(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	7213.83	-7888.58	10699.70	2508.66	-12888.75
現行断面決定特徴	D16ctc125	D16ctc125	D22ctc125	D13ctc125	D16ctc125
断面耐力					
現行計算値 (kN)	7233.69	-7900.98	10849.32	4321.26	-9393.69
余裕度	100.28	100.16	101.40	117.08	101.52
実平均値 (kN)	8516.08	-9511.54	13416.60	5250.52	-11517.23
圧縮強度 + 1σ	8608.96	-9684.92	13652.80	5303.95	-11644.30
圧縮強度 - 1σ	8392.24	-9338.17	13259.12	5179.29	-11326.62
圧縮強度の影響	108.36	173.38	196.84	62.33	158.84
プレ減少 + 1σ	8503.03	-9498.77	13416.60	5250.00	-11517.23
プレ減少 - 1σ	8528.92	-9524.16	13416.60	5251.03	-11517.23
プレ減少の影響	12.95	12.69	0.00	0.51	0.00
有効高 + 1σ	8486.02	-9548.87	13481.35	5270.02	-11548.41
有効高 - 1σ	8483.93	-9474.21	13351.84	5231.02	-11486.05
有効高の影響	1.04	37.33	64.75	19.50	31.18
鉄筋降伏強度 + 1σ	8706.19	-9701.65	13773.69	5400.01	-11843.85
鉄筋降伏強度 - 1σ	8325.98	-9321.44	13059.50	5101.04	-11190.60
鉄筋降伏強度の影響	190.10	190.10	357.10	149.48	326.62
断面耐力の標準偏差 (kN)	219.20	260.29	412.86	163.13	364.54
変動係数の算出	2.57%	2.74%	3.08%	3.11%	3.17%

斜引張破壊に対する耐力

記号	f80	f120	f120	f120	g80
型式	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続箱桁橋	3径間連続ラーメン橋
照査項目	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力
照査断面	中間支点中央径間側	端支点	側径間 1/4点	中間支点中央径間側	端支点
現行終局荷重作用時断面力 (kN) (有効高変化を考慮)	12545.32	10095.95	-15684.87	17799.66	4207.54
現行終局荷重作用時断面力 (kN)	18807.12	10095.95	-21444.14	30667.41	4207.54
1.30D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	16858.60	10095.95	-18645.88	26437.73	4207.54
1.00D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	14158.88	8971.33	-15363.15	21772.15	3807.99
1.70D + 1.70(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	18807.12	10088.31	-21444.14	30667.41	3796.15
現行断面決定特徴	D16ctc125	D16ctc125	D16ctc125	D16ctc125	D13ctc125
断面耐力					
現行計算値 (kN)	12937.13	10484.39	-17986.88	20705.05	4712.75
余裕度	103.12	103.85	114.68	116.32	112.01
実平均値 (kN)	15494.05	11738.83	-18924.42	21026.04	5691.20
圧縮強度 + 1σ	15754.81	11795.11	-19010.13	21346.62	5776.00
圧縮強度 - 1σ	15233.28	11654.41	-18667.30	20919.18	5606.40
圧縮強度の影響	260.76	70.35	171.41	213.72	84.80
プレ減少 + 1σ	15483.01	11706.18	-18852.98	20971.34	5689.33
プレ減少 - 1σ	15505.35	11747.81	-18967.41	21069.93	5693.01
プレ減少の影響	11.17	20.81	57.22	49.30	1.84
有効高 + 1σ	15524.48	11766.53	-18952.96	21054.67	5711.36
有効高 - 1σ	15463.61	11711.13	-18895.63	20997.51	5692.15
有効高の影響	30.44	27.70	28.67	28.58	9.61
鉄筋降伏強度 + 1σ	15911.75	12035.04	-19410.20	21631.72	5840.68
鉄筋降伏強度 - 1σ	15076.35	11442.63	-18438.64	20420.37	5541.71
鉄筋降伏強度の影響	417.70	296.21	485.78	605.68	149.48
断面耐力の標準偏差 (kN)	493.48	306.41	519.10	644.80	172.14
変動係数の算出	3.18%	2.61%	2.74%	3.07%	3.02%

付表-2.3.4 斜引張破壊に対する耐力 (Sc+Ss) の試算結果(3)

斜引張破壊に対する耐力

記号	g80	g80	g120	g120	g120
型式	3径間連続ラーメン橋	3径間連続ラーメン橋	3径間連続ラーメン橋	3径間連続ラーメン橋	3径間連続ラーメン橋
照査項目	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力
照査断面	側径間 1/4点	中間支点中央径間側	端支点	側径間 1/4点	中間支点中央径間側
現行終局荷重作用時断面力 (kN) (有効高変化を考慮)	-8368.69	11810.95	7168.67	-17751.31	17274.54
現行終局荷重作用時断面力 (kN)	-11139.12	17413.45	7168.67	-24975.78	30102.70
1.30D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	-10332.54	15692.14	7168.67	-21242.22	26071.69
1.00D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	-8876.20	13213.17	6640.61	-17269.57	21522.44
1.70D + 1.70(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	-11139.12	17413.45	6585.57	-24975.78	30102.70
現行断面決定特徴	D16ctc125	D16ctc125	D16ctc125	D16ctc125	D16ctc125
断面耐力					
現行計算値 (kN)	-9814.09	12268.28	8748.56	-19449.40	16852.96
余裕度	117.27	103.87	122.04	109.57	97.56
実平均値 (kN)	-11857.84	14603.00	10226.78	-22936.25	20024.95
圧縮強度 + 1σ	-11976.05	14818.00	10307.18	-23232.92	20380.86
圧縮強度 - 1σ	-11680.53	14388.00	10119.58	-22639.57	19906.31
圧縮強度の影響	147.76	214.99	93.80	296.68	237.28
プレ減少 + 1σ	-11856.73	14589.42	10213.41	-22929.90	20019.59
プレ減少 - 1σ	-11859.04	14616.90	10240.24	-22943.05	20030.57
プレ減少の影響	1.16	13.74	13.42	6.57	5.49
有効高 + 1σ	-11888.62	14633.01	10253.71	-22975.42	20053.85
有効高 - 1σ	-11827.05	14573.04	10199.85	-22897.07	19996.04
有効高の影響	30.79	29.98	26.93	39.17	28.90
鉄筋降伏強度 + 1σ	-12184.46	14999.04	10522.99	-23637.03	20607.73
鉄筋降伏強度 - 1σ	-11531.21	14206.97	9930.57	-22235.46	19442.17
鉄筋降伏強度の影響	326.62	396.03	296.21	700.79	582.78
断面耐力の標準偏差 (kN)	359.81	451.83	312.16	762.03	629.92
変動係数の算出	3.03%	3.09%	3.05%	3.32%	3.15%

斜引張破壊に対する耐力

記号	h9	h24	i24	i24	j18
型式	PC単純プレテン床版橋	PC単純プレテン床版橋	PC連結プレテン床版橋	PC連結プレテン床版橋	PC単純プレテンT桁橋
照査項目	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力
照査断面	端支点	端支点	端支点	中間支点	端支点
現行終局荷重作用時断面力 (kN) (有効高変化を考慮)	228.15	403.30	403.30	473.00	484.23
現行終局荷重作用時断面力 (kN)	228.15	403.30	403.30	-473.00	484.23
1.30D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	228.15	403.30	403.30	-473.00	484.23
1.00D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	214.64	357.84	357.84	-423.98	452.62
1.70D + 1.70(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	191.91	397.53	397.53	-455.35	415.26
現行断面決定特徴	D13ctc125	D13ctc125	D13ctc125	D13ctc125	D13ctc125
断面耐力					
現行計算値 (kN)	354.00	167.08	416.49	436.41	459.19
余裕度	155.16	41.43	103.27	92.27	94.83
実平均値 (kN)	393.13	597.12	528.67	535.82	595.43
圧縮強度 + 1σ	405.06	608.08	539.55	544.37	613.09
圧縮強度 - 1σ	381.19	586.16	512.34	524.42	577.78
圧縮強度の影響	11.94	10.96	13.61	9.97	17.66
プレ減少 + 1σ	393.13	597.12	528.67	535.82	595.43
プレ減少 - 1σ	393.13	597.12	528.67	535.82	595.43
プレ減少の影響	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
有効高 + 1σ	398.19	603.66	529.00	538.58	596.84
有効高 - 1σ	390.26	596.00	522.84	530.18	589.56
有効高の影響	3.96	3.83	3.08	4.20	3.64
鉄筋降伏強度 + 1σ	395.60	611.62	540.67	550.90	602.59
鉄筋降伏強度 - 1σ	390.81	583.53	517.42	521.68	588.73
鉄筋降伏強度の影響	2.39	14.04	11.62	14.61	6.93
断面耐力の標準偏差 (kN)	12.80	18.22	18.16	18.18	19.32
変動係数の算出	3.26%	3.05%	3.43%	3.39%	3.24%

付表-2.3.4 斜引張破壊に対する耐力 (Sc+Ss) の試算結果(4)

斜引張破壊に対する耐力

記号	j24	k18	k18	k24	k24
型式	PC単純プレテンT桁橋	PC連結プレテンT桁橋	PC連結プレテンT桁橋	PC連結プレテンT桁橋	PC連結プレテンT桁橋
照査項目	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力
照査断面	端支点	端支点	中間支点	端支点	中間支点
現行終局荷重作用時断面力 (kN) (有効高変化を考慮)	611.05	448.01	502.12	567.39	637.53
現行終局荷重作用時断面力 (kN)	611.05	448.01	-502.12	567.39	-637.53
1.30D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	611.05	448.01	-502.12	567.39	-637.53
1.00D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	563.19	416.44	-467.28	519.27	-585.16
1.70D + 1.70(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	545.70	397.00	-429.73	521.73	-570.98
現行断面決定特徴	D13ctc125	D13ctc125	D13ctc125	D13ctc125	D13ctc125
断面耐力					
現行計算値 (kN)	531.05	523.57	557.80	481.76	558.14
余裕度	86.91	116.87	111.09	84.91	87.55
実平均値 (kN)	682.68	667.90	707.01	621.41	718.72
圧縮強度 + 1σ	693.97	685.20	729.55	633.02	742.63
圧縮強度 - 1σ	654.45	647.15	688.98	598.18	700.78
圧縮強度の影響	19.76	19.03	20.29	17.42	20.92
プレ減少 + 1σ	682.68	666.78	705.85	619.91	717.16
プレ減少 - 1σ	682.68	669.04	708.20	622.94	720.31
プレ減少の影響	0.00	1.13	1.18	1.51	1.57
有効高 + 1σ	687.96	671.26	715.74	616.05	725.74
有効高 - 1σ	677.40	660.93	707.20	616.04	717.63
有効高の影響	5.28	5.16	4.27	0.00	4.05
鉄筋降伏強度 + 1σ	691.82	679.11	719.19	629.25	728.40
鉄筋降伏強度 - 1σ	674.10	657.39	695.60	614.06	709.64
鉄筋降伏強度の影響	8.86	10.86	11.79	7.60	9.38
断面耐力の標準偏差 (kN)	22.29	22.54	23.88	19.06	23.34
変動係数の算出	3.26%	3.37%	3.38%	3.07%	3.25%

斜引張破壊に対する耐力

記号	l45	m45	m45	n30	n45
型式	PC単純バルブT桁橋	PC連結バルブT桁橋	PC連結バルブT桁橋	PC単純コンボ橋	PC単純コンボ橋
照査項目	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力
照査断面	端支点	端支点	中間支点	端支点	端支点
現行終局荷重作用時断面力 (kN) (有効高変化を考慮)	2368.82	2292.98	2543.30	2290.21	3153.23
現行終局荷重作用時断面力 (kN)	2368.82	2292.98	-2543.30	2290.21	3153.23
1.30D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	2368.82	2292.98	-2543.30	2290.21	3153.23
1.00D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	2125.98	2060.97	-2290.03	2071.73	2790.90
1.70D + 1.70(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	2271.34	2208.40	-2400.23	2151.62	3129.73
現行断面決定特徴	D13ctc125	D13ctc125	D13ctc125	D13ctc125	D13ctc125
断面耐力					
現行計算値 (kN)	2124.54	2075.30	2589.20	2032.08	3018.46
余裕度	89.69	90.51	101.81	88.73	95.73
実平均値 (kN)	2465.45	2449.95	3148.39	2429.86	3492.67
圧縮強度 + 1σ	2500.68	2466.72	3181.93	2445.03	3511.17
圧縮強度 - 1σ	2430.22	2399.64	3081.32	2384.36	3437.18
圧縮強度の影響	35.23	33.54	50.31	30.33	37.00
プレ減少 + 1σ	2445.86	2445.35	3142.14	2419.43	3468.99
プレ減少 - 1σ	2485.53	2475.81	3154.73	2429.86	3516.85
プレ減少の影響	19.84	15.23	6.30	5.22	23.93
有効高 + 1σ	2470.77	2434.44	3159.45	2438.52	3462.75
有効高 - 1σ	2459.75	2451.77	3137.36	2421.20	3485.47
有効高の影響	5.51	8.66	11.05	8.66	11.36
鉄筋降伏強度 + 1σ	2502.75	2496.58	3222.99	2486.62	3570.59
鉄筋降伏強度 - 1σ	2430.48	2406.24	3078.45	2376.65	3419.63
鉄筋降伏強度の影響	36.13	45.17	72.27	54.99	75.48
断面耐力の標準偏差 (kN)	54.50	58.92	88.97	63.61	88.13
変動係数の算出	2.21%	2.41%	2.83%	2.62%	2.52%

付表-2.3.4 斜引張破壊に対する耐力 (Sc+Ss) の試算結果(5)

斜引張破壊に対する耐力

記号	o30	o30	o45	o45
型式	PC連結コンボ橋	PC連結コンボ橋	PC連結コンボ橋	PC連結コンボ橋
照査項目	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力	せん断耐力
照査断面	端支点	中間支点	端支点	中間支点
現行終局荷重作用時断面力 (kN) (有効高変化を考慮)	2226.99	2412.94	3049.83	3369.87
現行終局荷重作用時断面力 (kN)	2226.99	-2412.94	3049.83	-3369.87
1.30D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	2226.99	-2412.94	3049.83	-3369.87
1.00D + 2.50(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	2018.26	-2187.14	2699.35	-2993.48
1.70D + 1.70(L + I) + 1.00(PS + CR + SH)	2112.01	-2225.07	3048.64	-3293.86
現行断面決定特徴	D13ctc125	D13ctc125	D13ctc125	D13ctc125
断面耐力				
現行計算値 (kN)	1814.30	2302.49	2549.60	3137.26
余裕度	81.47	95.42	83.60	93.10
実平均値 (kN)	2126.93	2833.80	2965.38	3745.16
圧縮強度 +1σ	2142.10	2908.69	2983.88	3800.15
圧縮強度 -1σ	2081.43	2773.89	2909.89	3708.50
圧縮強度の影響	30.33	67.40	37.00	45.83
プレ減少 +1σ	2109.30	2830.85	2946.65	3735.62
プレ減少 -1σ	2144.76	2836.78	2984.69	3754.20
プレ減少の影響	17.73	2.97	19.02	9.29
有効高 +1σ	2144.77	2844.93	2935.83	3755.76
有効高 -1σ	2109.14	2822.68	2957.80	3734.55
有効高の影響	17.82	11.13	10.99	10.60
鉄筋降伏強度 +1σ	2155.31	2901.07	3023.82	3837.81
鉄筋降伏強度 -1σ	2100.32	2770.74	2910.60	3658.30
鉄筋降伏強度の影響	27.49	65.17	56.61	89.76
断面耐力の標準偏差 (kN)	48.04	94.46	71.10	101.76
変動係数の算出	2.26%	3.33%	2.40%	2.72%

付録3 鉄筋拘束の影響の試算

3.1 検討概要

付表-3.1.1の橋梁において、鉄筋拘束の影響を無視した場合と鉄筋拘束の影響を考慮した場合の試算を行う。ケース1, 2では、鉄筋拘束の影響を確認するために、許容応力度法で決定された断面に対して、鉄筋拘束を考慮した場合に、引張縁応力度が制限値に対してどのように変化するかを、引張鉄筋量を変化させ影響度を確認している。

ケース3~6は、許容応力度法で設計された実橋梁をモデルとして鉄筋拘束を考慮した場合の変化を確認している。

付表-3.1.1 検討橋梁一覧

ケース	形 式	桁長	支間長	幅員 (全幅)	桁高
1	PC単純ポステンT桁橋	20.7m	20m	10.7m	1.5m
2	PC3径間連続箱桁橋 (張出し架設)	161.0m	55+80+55m	10.7m	2.8~ 5.0m
3	PC10径間連続箱桁橋 (全支保工架設)	360.1m	37.65+3@33.00+5@36.50+39.70m	10.2~ 9.7m	2.2m
4	PC3径間連続ラーメン箱桁橋 (張出し架設)	153.4m	43.0+70.0+39.0m	10.2m	2.5~ 4.5m
5	PC3径間連続箱ラーメン桁橋 (張出し架設)	275.2m	71.6+130.0+71.9m	11.5m	3.0~ 7.0m
6	PC3径間連続箱桁橋 (ラーメン(全支保工架設))	150.25m	42.15+65.00m+41.90m	12.9~ 19.5m	3.0~ 4.5m

3.2 検討結果

付図-3.2.1に鉄筋拘束による影響度について、断面に配置されている鉄筋量 (A_s/A_c) と引張応力度余裕比 α の関係を示す。

$$\alpha = (\sigma_{ca} - \sigma_{ct}) / (\sigma_{ca} - \sigma_{cta})$$

ここに、 σ_{ca} ; 圧縮応力度の制限値、 σ_{ct} ; 引張応力度、 σ_{cta} ; 引張応力度の制限値

曲げ引張における余裕度は、 σ_{ct}/σ_{cta} とすると制限値 $\sigma_{cta}=0$ (フルプレストレス) の場合にゼロ割として評価ができないため、圧縮側の制限値を基準とした上式で与えている。

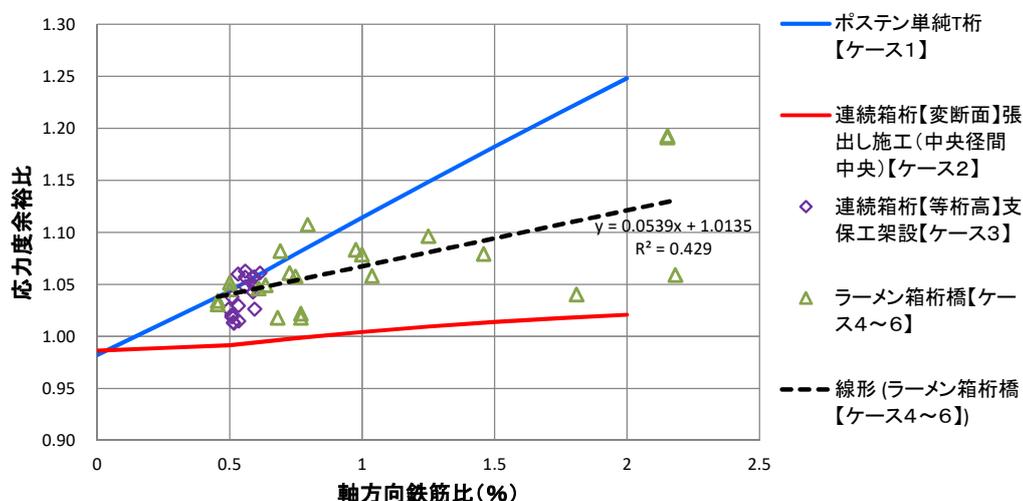
これより、

- ① T桁およびラーメン形式の箱桁に対して鉄筋拘束の影響度が大きく、T桁では鉄筋量が増えれば顕著に影響があらわれる。
- ② 断面形状や桁高により影響の大小が変化するとと思われる。
- ③ 形式によらず、鉄筋拘束を考えると引張応力度が大きくなる。

なお、既往の文献¹⁾²⁾に、非緊張材である鉄筋の影響を見込むとその影響が少なからず発生することが示されている状況である。道示で設計されたPC構造であれば、参考文献2)に示す程度の鉄筋量 (T桁の例で0.53%) となり、その影響が小さいことから、無視しても問題ないものとされていたと考えられる。

また、鉄筋拘束の計算式は各断面で評価し、その影響の範囲については考えずに計算する仮定となってお

り、安全側の算出式となっていると考えられる。つまり、比較的狭い範囲に鉄筋を入れたとしても、影響の範囲は考えずに鉄筋拘束力を与えた断面計算を実施している。



付図-3.2.1 鉄筋拘束による影響

さらに、近年の研究で断面に鉄筋が配置された場合においては、鉄筋の拘束によりクリープ変形が抑えられ、クリープ係数が小さくなる傾向にあることもわかってきている³⁾。ただし、供試体レベルでの研究であり実物構造物に対して鉄筋拘束の影響がどのようにあらわれるのかは明確になっておらず、今後のさらなる研究が必要な状況でありその評価を見込むだけ根拠がない。参考文献3)では、供試体レベルの実験結果より鉄筋量0.5%のクリープ係数は、道示のクリープ式の60%程度に低減されることも報告されている。

付録3 参考文献

- 1) F・ソーコ著 (岡田清, 小林和夫監訳) : プレストレストコンクリート【1】基礎編, 鹿島出版会, pp. 110 ~113 4.6 ひび割れ発生荷重, 1982. 10
- 2) 猪股俊司: プレストレストコンクリートに対するクリープの影響, プレストレストコンクリート, Vol. 18 No. 2, pp. 2~15, 1976. 4
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所, (一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 : PC 橋の多様化に対応した持続荷重の影響評価手法に関する共同研究, 国総研資料第 1068 号, 2019. 3

付録4 引張鉄筋の応力度制限値の試算

4.1 検討概要

(1) 概要

許容応力度設計法における引張鉄筋の配置で考慮される鉄筋の応力度は、 $180\text{N}/\text{mm}^2$ (SD345) であるのに対し、部分係数設計法案では $210\text{N}/\text{mm}^2$ と制限値が 17%程度高く規定されているが、活荷重の荷重係数が 1.25 と 25%程度増加することを考慮すると、改定案で規定されている制限値では引張鉄筋量が増加することが予想される。

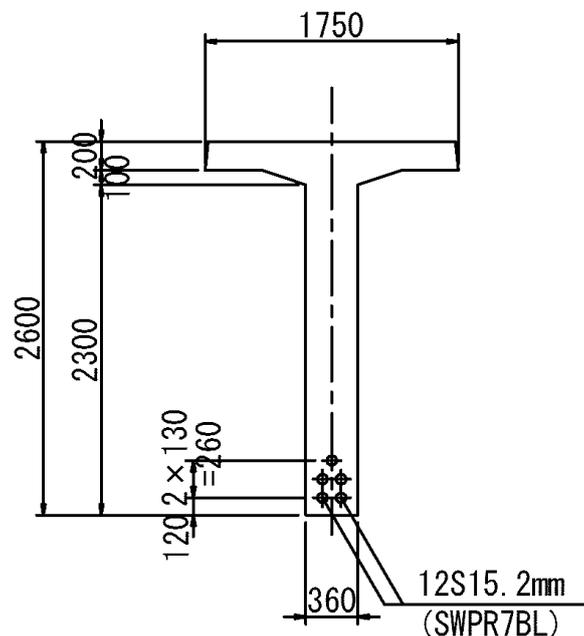
本試算では、許容応力度設計法と部分係数設計法案で引張鉄筋の配置がどの程度増減し、応力度制限値 $210\text{N}/\text{mm}^2$ を変化させた時の配置鉄筋の傾向を確認する事を目的に実施する。

(2) 検討断面構成

検討する断面は、本業務対象橋梁の PC3 径間ポストテンション T 桁橋とする。

以下に、検討断面図を示す。

<ポステン T 桁橋>

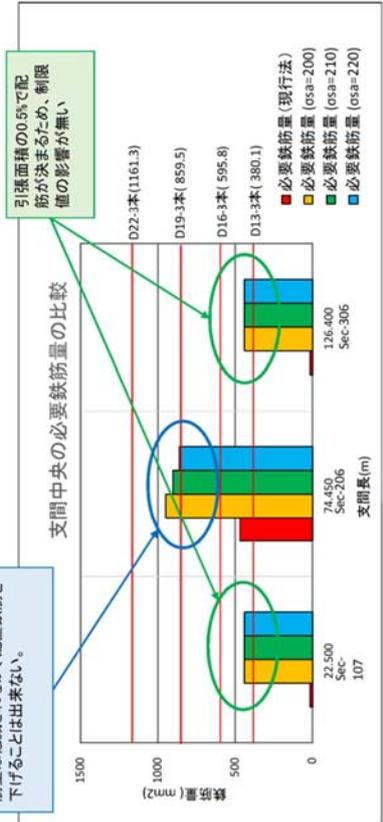
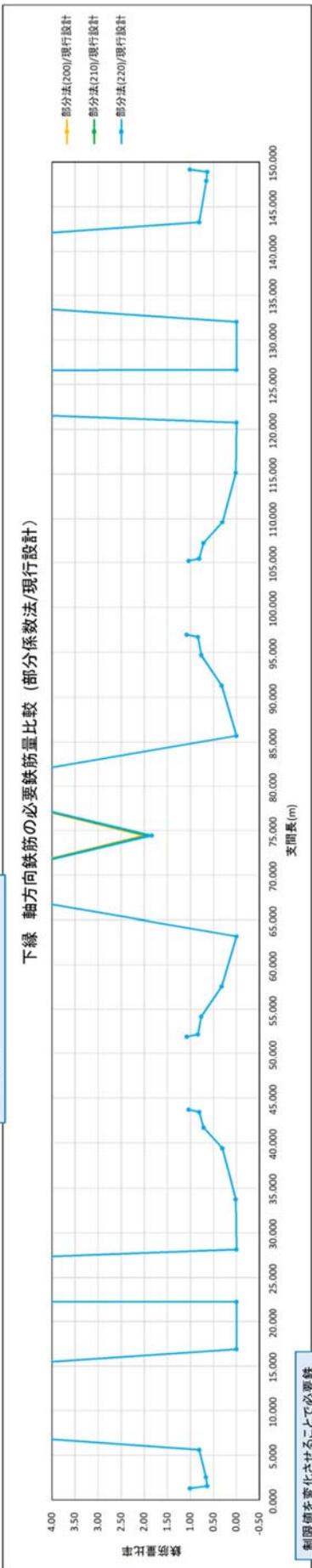
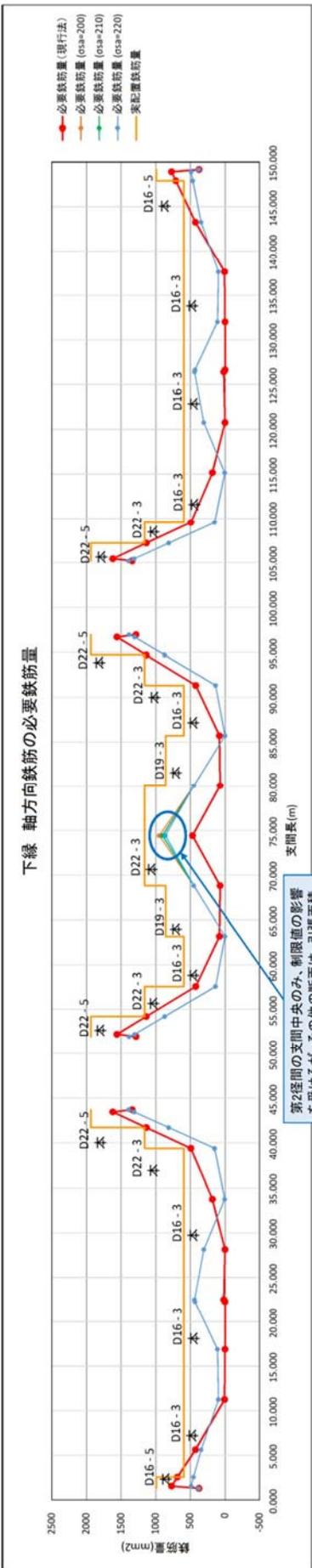


付図-4.1.1 検討断面図

4.2 試算結果①

許容応力度設計法において一般的に対象とする下縁最外縁の軸方向鉄筋（3本）を対象に必要な鉄筋量を試算した結果を付図-4.2.1に示す。引張鉄筋の制限値は、部分係数設計法案の $200\text{N}/\text{mm}^2$ から $10\text{N}/\text{mm}^2$ ピッチで $220\text{N}/\text{mm}^2$ までとし、試算を行った。

- 必要鉄筋量は、引張鉄筋とせん断で必要となる軸方向鉄筋の合計値とする。
- ポステンT桁の標準設計における軸方向鉄筋は支間中央でD22-3本まで使用されているが、許容応力度設計法の計算上はD16-3本で満足する。
- 部分係数設計法案では第2径間支間中央でD22-3本配置となるため、現行設計法より大きく増えている。
- 引張鉄筋の算出において、第2径間中央部のみ制限値の影響を受ける部材となっており、その他の引張鉄筋は、引張面積の0.5%配筋で決定されているため、制限値の変化に影響を受けない。
- せん断で必要となる軸方向鉄筋は、現行設計より若干低くなる。
- 制限値を $200\sim 220\text{N}/\text{mm}^2$ に変化させた場合、本試算では鉄筋量を下げることが出来なかった。



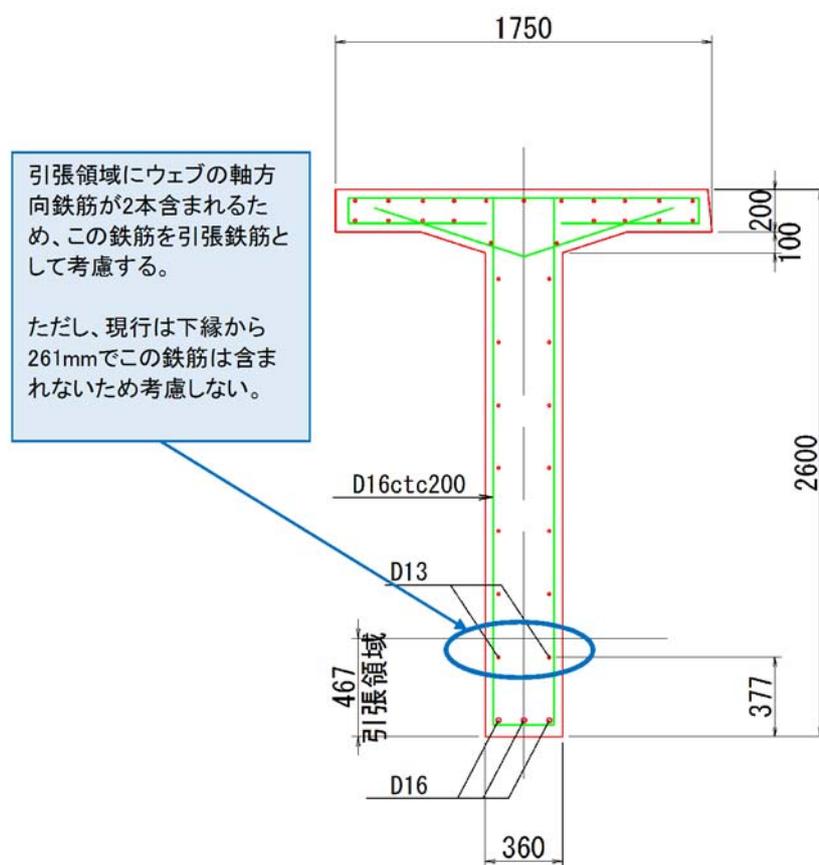
付図-4.2.1 下縁軸方向鉄筋の必要鉄筋量の試算結果

4.3 試算結果②

試算結果①より、部分係数設計法案による配置鉄筋は D16→D22 と増大し、制限値を変化させても配置鉄筋に変化が無いことを確認した。

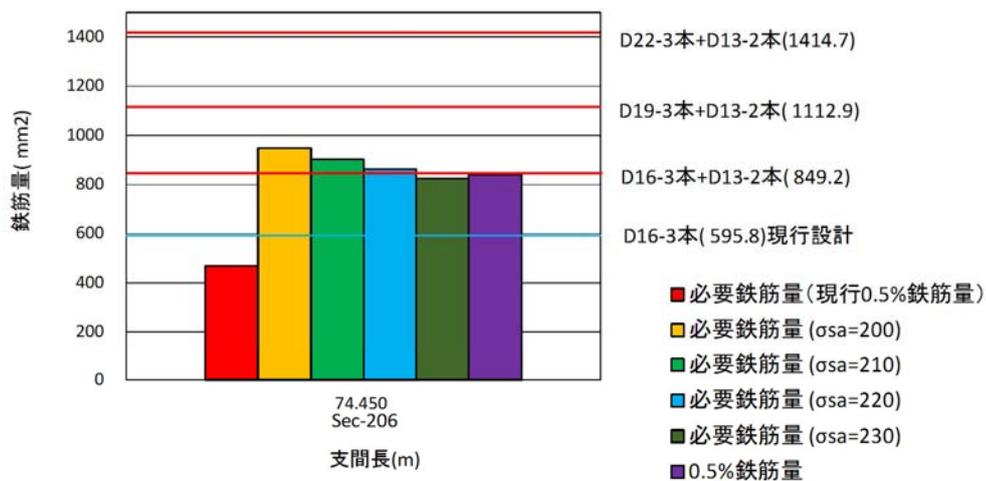
本試算では、部分係数設計法案による変動支配時の引張応力度が発生する領域に着目し、活荷重係数が大きくなったことにより引張領域も拡大し、ウェブの下端鉄筋も引張領域に含まれることから、この鉄筋を考慮した時の配置鉄筋を確認した。

なお、引張応力度制限値は 200N/mm^2 から 10N/mm^2 ピッチで 230N/mm^2 まで算出し、対象断面を引張鉄筋の影響を受ける第 2 径間中央とする。試算結果を次頁に示す。



付図-4.3.1 部分係数設計法における変動作用支配状況における第 2 径間の引張領域

- ウェブ下端鉄筋を引張鉄筋として考慮することで、軸方向鉄筋を D22→D19 に低減することが可能である。
- 引張応力度制限値が 200~220N/mm² の範囲では軸方向鉄筋の低減は出来ないが、許容応力度設計法と比較して鉄筋が 1 ランクアップに留まる。
- 引張応力度制限値を 230N/mm² とした場合、引張が生じるコンクリート断面の 0.5%の鉄筋量で決定され、許容応力度設計法と同じ D16 鉄筋の配置が可能となる。



	必要鉄筋
必要鉄筋量 ($\sigma_{sa}=200$)	948.8
必要鉄筋量 ($\sigma_{sa}=210$)	903.6
必要鉄筋量 ($\sigma_{sa}=220$)	862.6
必要鉄筋量 ($\sigma_{sa}=230$)	825.1
0.5%鉄筋量	841.3

付図-4.3.2 第2径間支間中央の必要鉄筋量の比較 (ウェブ鉄筋考慮)

付録5 直交異方性版理論における横方向分配係数の表

表-5.1.1 横方向分配係数 K_0 及び K_1 の表¹⁾(1)

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$\theta = 0.05$	K_0 表 I/1								
0	+1.0000	+1.0000	+1.0000	+1.0000	+1.0000	+1.0000	+1.0000	+1.0000	+1.0000
$b/4$	+0.2500	+0.4375	+0.6250	+0.8125	+1.0000	+1.1875	+1.3750	+1.5625	+1.7500
$b/2$	-0.5000	-0.1250	+0.2500	+0.6250	+1.0000	+1.3750	+1.7500	+2.1250	+2.5000
$3b/4$	-1.2500	-0.6875	-0.1250	+0.4375	+1.0000	+1.5625	+2.1250	+2.6875	+3.2500
b	-1.9999	-0.1250	-0.5000	+0.2500	+1.0000	+1.7500	+2.5000	+3.2500	+4.0001
	K_1								
0	+1.0000	+1.0000	+1.0000	+1.0000	+1.0000	+1.0000	+1.0000	+1.0000	+1.0000
$b/4$	+0.9969	+0.9978	+0.9985	+0.9992	+1.0000	+1.0008	+1.0015	+1.0023	+1.0030
$b/2$	+0.9938	+0.9954	+0.9969	+0.9985	+1.0000	+1.0015	+1.0031	+1.0046	+1.0061
$3b/4$	+0.9908	+0.9931	+0.9954	+0.9977	+1.0000	+1.0023	+1.0046	+1.0069	+1.0092
b	+0.9878	+0.9908	+0.9938	+0.9969	+1.0000	+1.0030	+1.0061	+1.0092	+1.0124
$\theta = 0.10$	K_0 表 I/2								
0	+0.9993	+0.9997	+1.0001	+1.0004	+1.0005	+1.0004	+1.0001	+0.9997	+0.9993
$b/4$	+0.2495	+0.4373	+0.6250	+0.8127	+1.0004	+1.1878	+1.3751	+1.5622	+1.7493
$b/2$	-0.5000	-0.1250	+0.2500	+0.6250	+1.0001	+1.3751	+1.7501	+2.1249	+2.4998
$3b/4$	-1.2495	-0.6873	-0.1250	+0.4373	+0.9997	+1.5622	+2.1249	+2.6877	+3.2505
b	-1.9989	-1.2495	-0.5000	+0.2495	+0.9993	+1.7493	+2.4998	+3.2505	+4.0015
	K_1								
0	+0.9993	+0.9997	+1.0001	+1.0003	+1.0005	+1.0003	+1.0001	+0.9997	+0.9993
$b/4$	+0.9873	+0.9906	+0.9938	+0.9971	+1.0003	+1.0034	+1.0063	+1.0090	+1.0116
$b/2$	+0.9756	+0.9816	+0.9877	+0.9938	+1.0000	+1.0063	+1.0124	+1.0183	+1.0241
$3b/4$	+0.9641	+0.9728	+0.9816	+0.9906	+0.9997	+1.0090	+1.0183	+1.0276	+1.0369
b	+0.9527	+0.9641	+0.9756	+0.9873	+0.9993	+1.0116	+1.0241	+1.0369	+1.0498
$\theta = 0.15$	K_0 表 I/3								
0	+0.9963	+0.9984	+1.0003	+1.0018	+1.0025	+1.0018	+1.0003	+0.9984	+0.9963
$b/4$	+0.2475	+0.4363	+0.6250	+0.8136	+1.0018	+1.1892	+1.3755	+1.5612	+1.7466
$b/2$	-0.5003	-0.1252	+0.2499	+0.6250	+1.0003	+1.3755	+1.7505	+2.1247	+2.4988
$3b/4$	-1.2474	-0.6864	-0.1252	+0.4363	+0.9983	+1.5612	+2.1247	+2.6887	+3.2526
b	-1.9944	-1.2474	-0.5003	+0.2475	+0.9963	+1.7466	+2.4988	+3.2526	+4.0075
	K_1								
0	+0.9969	+0.9986	+1.0002	+1.0016	+1.0021	+1.0016	+1.0002	+0.9986	+0.9969
$b/4$	+0.9708	+0.9784	+0.9862	+0.9940	+1.0016	+1.0085	+1.0143	+1.0194	+1.0243
$b/2$	+0.9459	+0.9590	+0.9724	+0.9862	+1.0002	+1.0143	+1.0279	+1.0406	+1.0529
$3b/4$	+0.9219	+0.9403	+0.9590	+0.9784	+0.9986	+1.0194	+1.0406	+1.0617	+1.0825
b	+0.8985	+0.9129	+0.9459	+0.9708	+0.9969	+1.0243	+1.0529	+1.0825	+1.1126
$\sigma = 0.20$	K_0 表 I/4								
0	+0.9884	+0.9948	+1.0009	+1.0057	+1.0078	+1.0057	+1.0009	+0.9948	+0.9884
$b/4$	+0.2421	+0.4336	+0.6251	+0.8160	+1.0057	+1.1929	+1.3767	+1.5583	+1.7394
$b/2$	-0.5008	-0.1257	+0.2495	+0.6251	+1.0009	+1.3767	+1.7514	+2.1242	+2.4961
$3b/4$	-1.2418	-0.6839	-0.1257	+0.4336	+0.9948	+1.5583	+2.1242	+2.6913	+3.2581
b	-1.9823	-1.2418	-0.5008	+0.2421	+0.9884	+1.7394	+2.4961	+3.2581	+4.0236
	K_1								
0	+0.9912	+0.9960	+1.0006	+1.0044	+1.0061	+1.0044	+1.0006	+0.9960	+0.9912
$b/4$	+0.9468	+0.9610	+0.9755	+0.9902	+1.0044	+1.0167	+1.0257	+1.0328	+1.0392
$b/2$	+0.9058	+0.9281	+0.9513	+0.9755	+1.0006	+1.0257	+1.0496	+1.0708	+1.0906
$3b/4$	+0.8674	+0.8972	+0.9281	+0.9610	+0.9960	+1.0328	+1.0708	+1.1086	+1.1449
b	+0.8305	+0.8674	+0.9058	+0.9468	+0.9912	+1.0392	+1.0906	+1.1449	+1.2009

表-5.1.1 横方向分配係数 K_0 及び K_1 の表¹⁾(2)

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$\theta = 0.25$	K_0								表 1/5
0	+0.9718	+0.9874	+1.0021	+1.0138	+1.0188	+1.0138	+1.0021	+0.9874	+0.9718
$b/4$	+0.2309	+0.4281	+0.6251	+0.8210	+1.0138	+1.2007	+1.3791	+1.5524	+1.7244
$b/2$	-0.5019	-0.1267	+0.2489	+0.6251	+1.0021	+1.3791	+1.7535	+2.1230	+2.4905
$3b/4$	-1.2302	-0.6789	-0.1267	+0.4281	+0.9874	+1.5524	+2.1230	+2.6966	+3.2696
b	-1.9571	-1.2302	-0.5019	+0.2309	+0.9718	+1.7244	+2.4905	+3.2696	+4.0574
	K_1								
0	+0.9812	+0.9912	+1.0011	+1.0095	+1.0133	+1.0095	+1.0011	+0.9912	+0.9812
$b/4$	+0.9156	+0.9382	+0.9619	+0.9862	+1.0095	+1.0287	+1.0407	+1.0484	+1.0546
$b/2$	+0.8569	+0.8899	+0.9246	+0.9619	+1.0011	+1.0407	+1.0773	+1.1079	+1.1354
$3b/4$	+0.8038	+0.8456	+0.8899	+0.9382	+0.9912	+1.0484	+1.1079	+1.1669	+1.2225
b	+0.7539	+0.8038	+0.8569	+0.9156	+0.9812	+1.0546	+1.1354	+1.2225	+1.3133
$\theta = 0.30$	K_0								表 1/6
0	+0.9423	+0.9742	+1.0044	+1.0283	+1.0385	+1.0283	+1.0044	+0.9742	+0.9423
$b/4$	+0.2109	+0.4183	+0.6252	+0.8298	+1.0283	+1.2146	+1.3833	+1.5419	+1.6975
$b/2$	-0.5038	-0.1284	+0.2477	+0.6252	+1.0044	+1.3833	+1.7572	+2.1209	+2.4805
$3b/4$	-1.2095	-0.6698	-0.1284	+0.4183	+0.9742	+1.5419	+2.1209	+2.7062	+3.2901
b	-1.9123	-1.2095	-0.5038	+0.2109	+0.9423	+1.6975	+2.4805	+3.2901	+4.1177
	K_1								
0	+0.9664	+0.9840	+1.0018	+1.0173	+1.0244	+1.0173	+1.0018	+0.9840	+0.9664
$b/4$	+0.8776	+0.9104	+0.9453	+0.9820	+1.0173	+1.0451	+1.0591	+1.0652	+1.0689
$b/2$	+0.8012	+0.8453	+0.8929	+0.9453	+1.0018	+1.0591	+1.1108	+1.1508	+1.1849
$3b/4$	+0.7345	+0.7876	+0.8453	+0.9104	+0.9840	+1.0652	+1.1508	+1.2351	+1.3126
b	+0.6733	+0.7345	+0.8012	+0.8776	+0.9664	+1.0689	+1.1849	+1.3126	+1.4474
$\theta = 0.35$	K_0								表 1/7
0	+0.8954	+0.9532	+1.0079	+1.0514	+1.0700	+1.0514	+1.0079	+0.9532	+0.8954
$b/4$	+0.1793	+0.4027	+0.6252	+0.8437	+1.0514	+1.2369	+1.3903	+1.5250	+1.6545
$b/2$	-0.5067	-0.1311	+0.2457	+0.6252	+1.0079	+1.3903	+1.7633	+2.1176	+2.4642
$3b/4$	-1.1765	-0.6554	-0.1311	+0.4027	+0.9532	+1.5250	+2.1176	+2.7215	+3.3228
b	-1.8411	-1.1765	-0.5067	+0.1793	+0.8954	+1.6545	+2.4542	+3.3228	+4.2142
	K_1								
0	+0.9466	+0.9741	+1.0025	+1.0279	+1.0399	+1.0279	+1.0025	+0.9741	+0.9466
$b/4$	+0.8340	+0.8781	+0.9261	+0.9777	+1.0279	+1.0659	+1.0807	+1.0824	+1.0808
$b/2$	+0.7408	+0.7958	+0.8568	+0.9261	+1.0021	+1.0807	+1.1496	+1.1983	+1.2369
$3b/4$	+0.6624	+0.7255	+0.7958	+0.8781	+0.9741	+1.0824	+1.1983	+1.3115	+1.4123
b	+0.5926	+0.6624	+0.7408	+0.8340	+0.9466	+1.0808	+1.2369	+1.4123	+1.6001
$\theta = 0.40$	K_0								表 1/8
0	+0.8273	+0.9225	+1.0129	+1.0851	+1.1160	+1.0851	+1.0129	+0.9225	+0.8273
$b/4$	+0.1337	+0.3800	+0.6250	+0.8637	+1.0851	+1.2696	+1.4005	+1.5005	+1.5916
$b/2$	-0.5106	-0.1350	+0.2426	+0.6250	+1.0129	+1.4005	+1.7725	+2.1128	+2.4400
$3b/4$	-1.1286	-0.6344	-0.1350	+0.3800	+0.9225	+1.5005	+2.1128	+2.7438	+3.3702
b	-1.7381	-1.1286	-0.5106	+0.1337	+0.8273	+1.5916	+2.4400	+3.3702	+4.3560
	K_1								
0	+0.9220	+0.9613	+1.0030	+1.0414	+1.0601	+1.0414	+1.0030	+0.9613	+0.9220
$b/4$	+0.7862	+0.8420	+0.9043	+0.9733	+1.0414	+1.0914	+1.1051	+1.0994	+1.0893
$b/2$	+0.6778	+0.7429	+0.8171	+0.9043	+1.0030	+1.1051	+1.1931	+1.2489	+1.2893
$3b/4$	+0.5903	+0.6613	+0.7429	+0.8420	+0.9613	+1.0994	+1.2489	+1.3940	+1.5188
b	+0.5148	+0.5903	+0.6778	+0.7862	+0.9220	+1.0893	+1.2893	+1.5188	+1.7680

表-5.1.1 横方向分配係数 K_0 及び K_1 の表¹⁾(3)

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b	
$\theta=0.45$	K_0					表 I/9				
0	+0.7355	+0.8811	+1.0194	+1.1305	+1.1783	+1.1305	+1.0194	+0.8811	+0.7355	
$b/4$	+0.0730	+0.3495	+0.6243	+0.8902	+1.1305	+1.3144	+1.4148	+1.4672	+1.5060	
$b/2$	-0.5152	-0.1402	+0.2380	+0.6243	+1.1094	+1.4148	+1.7857	+2.1063	+2.4061	
$3b/4$	-1.0640	-0.6060	-0.1402	+0.3495	+0.8811	+1.4672	+2.1063	+2.7741	+3.4340	
b	-1.6003	-1.0640	-0.5152	+0.0730	+0.7355	+1.5059	+2.4061	+3.4340	+4.5496	
	K_1									
0	+0.8933	+0.9458	+1.0032	+1.0577	+1.0850	+1.0577	+1.0032	+0.9458	+0.8933	
$b/4$	+0.7355	+0.8029	+0.8804	+0.9688	+1.0577	+1.1214	+1.1318	+1.1152	+1.0938	
$b/2$	+0.6142	+0.6881	+0.7748	+0.8804	+1.0032	+1.1318	+1.2405	+1.3013	+1.3400	
$3b/4$	+0.5202	+0.5969	+0.6881	+0.8029	+0.9458	+1.1152	+1.3013	+1.4809	+1.6291	
b	+0.4418	+0.5202	+0.6142	+0.7355	+0.8933	+1.0938	+1.3400	+1.6291	+1.9476	
$\theta = 0.50$	K_0					表 I/10				
0	+0.6203	+0.8288	+1.0273	+1.1877	+1.2575	+1.1877	+1.0273	+0.8288	+0.6203	
$b/4$	-0.0021	+0.3111	+0.6223	+0.9226	+1.1877	+1.3721	+1.4336	+1.4250	+1.3968	
$b/2$	-0.5198	-0.1466	+0.2317	+0.6223	+1.0273	+1.4336	+1.8038	+2.0981	+2.3613	
$3b/4$	-0.9828	-0.5703	-0.1466	+0.3111	+0.8288	+1.4250	+2.0981	+2.8125	+3.5140	
b	-1.4286	-0.9828	-0.5198	-0.0021	+0.6203	+1.3968	+2.3613	+3.5140	+4.7981	
	K_1									
0	+0.8609	+0.9276	+1.0028	+1.0767	+1.1146	+1.0767	+1.0028	+0.9276	+0.8609	
$b/4$	+0.6834	+0.7617	+0.8547	+0.9642	+1.0767	+1.1557	+1.1603	+1.1293	+1.0937	
$b/2$	+0.5516	+0.6326	+0.7308	+0.8547	+1.0028	+1.1603	+1.2911	+1.3544	+1.3876	
$3b/4$	+0.4538	+0.5340	+0.6326	+0.7617	+0.9276	+1.1293	+1.3544	+1.5704	+1.7409	
b	+0.3751	+0.4538	+0.5516	+0.6834	+0.8609	+1.0937	+1.3876	+1.7409	+2.1362	
$\theta = 0.55$	K_0					表 I/11				
0	+0.4848	+0.7666	+1.0360	+1.2556	+1.3521	+1.2556	+1.0360	+0.7666	+0.4848	
$b/4$	-0.0883	+0.2657	+0.6185	+0.9592	+1.2556	+1.4423	+1.4571	+1.3746	+1.2654	
$b/2$	-0.5233	-0.1539	+0.2230	+0.6185	+1.0360	+1.4571	+1.8274	+2.0885	+2.3046	
$3b/4$	-0.8871	-0.5279	-0.1539	+0.2657	+0.7666	+1.3746	+2.0885	+2.8585	+3.6081	
b	-1.2289	-0.8871	-0.5233	-0.0883	+0.4848	+1.2654	+2.3046	+3.6081	+5.0997	
	K_1									
0	+0.8255	+0.9069	+1.0016	+1.0980	+1.1489	+1.0980	+1.0016	+0.9069	+0.8255	
$b/4$	+0.6309	+0.7192	+0.8275	+0.9595	+1.0980	+1.1940	+1.1901	+1.1411	+1.0889	
$b/2$	+0.4916	+0.5777	+0.6859	+0.8257	+1.0016	+1.1901	+1.3443	+1.4070	+1.4308	
$3b/4$	+0.3922	+0.4737	+0.5777	+0.7192	+0.9069	+1.1411	+1.4070	+1.6611	+1.8519	
b	+0.3153	+0.3922	+0.4916	+0.6309	+0.8255	+1.0889	+1.4308	+1.8519	+2.3314	
$\theta = 0.60$	K_0					表 I/12				
0	+0.3347	+0.6968	+1.0447	+1.3316	+1.4594	+1.3316	+1.0447	+0.6968	+0.3347	
$b/4$	-0.1808	+0.2154	+0.6119	+0.9977	+1.3316	+1.5237	+1.4853	+1.3177	+1.1155	
$b/2$	-0.5241	-0.1615	+0.2117	+0.6119	+1.0447	+1.4853	+1.8575	+2.0778	+2.2358	
$3b/4$	-0.7808	-0.4806	-0.1615	+0.2154	+0.6968	+1.3177	+2.0778	+2.9106	+3.7122	
b	-1.0112	-0.7808	-0.5241	-0.1808	+0.3347	+1.1155	+2.2358	+3.7122	+5.4480	
	K_1									
0	+0.7878	+0.8839	+0.9996	+1.1215	+1.1878	+1.1215	+0.9996	+0.8839	+0.7878	
$b/4$	+0.5792	+0.6761	+0.7992	+0.9545	+1.1215	+1.2361	+1.2207	+1.1510	+1.0792	
$b/2$	+0.4349	+0.5243	+0.6410	+0.7992	+0.9996	+1.2207	+1.3994	+1.4582	+1.4686	
$3b/4$	+0.3362	+0.4171	+0.5243	+0.6761	+0.8839	+1.1501	+1.4582	+1.7518	+1.9607	
b	+0.2627	+0.3362	+0.4349	+0.5792	+0.7878	+1.0792	+1.4686	+1.9607	+2.5312	

表-5.1.1 横方向分配係数 K_0 及び K_1 の表¹⁾(4)

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$\theta=0.65$	K_0								表 I/13
0	+0.1776	+0.6223	+1.0524	+1.4121	+1.5752	+1.4121	+1.0524	+0.6223	+0.1776
$b/4$	-0.2731	+0.1624	+0.6014	+1.0346	+1.4121	+1.6143	+1.5180	+1.2565	+0.9520
$b/2$	-0.5207	-0.1690	+0.1974	+0.6014	+1.0524	+1.5180	+1.8946	+2.0666	+2.1547
$3b/4$	-0.6691	-0.4303	-0.1690	+0.1624	+0.6223	+1.2565	+2.0666	+2.9669	+3.8208
b	-0.7883	-0.6691	-0.5207	-0.2731	+0.1776	+0.9520	+2.1547	+3.8280	+5.8338
	K_1								
0	+0.7485	+0.8588	+0.9965	+1.1468	+1.2310	+1.1468	+0.9965	+0.8588	+0.7485
$b/4$	+0.5289	+0.6330	+0.7702	+0.9493	+1.1468	+1.2818	+1.2515	+1.1561	+1.0648
$b/2$	+0.3823	+0.4734	+0.5966	+0.7702	+0.9965	+1.2515	+1.4559	+1.5073	+1.5005
$3b/4$	+0.2860	+0.3648	+0.4734	+0.6330	+0.8588	+1.1561	+1.5073	+1.8418	+2.0659
b	+0.2171	+0.2860	+0.3823	+0.5289	+0.7485	+1.0648	+1.5005	+2.0659	+2.7342
$\theta = 0.70$	K_0								表 I/14
0	+0.0216	+0.5464	+1.0580	+1.4938	+1.6955	+1.4938	+1.0580	+0.5464	+0.0216
$b/4$	-0.3589	+0.1095	+0.5862	+1.0670	+1.4938	+1.7118	+1.5548	+1.1934	+0.7809
$b/2$	-0.5114	-0.1756	+0.1798	+0.5862	+1.0580	+1.5548	+1.9392	+2.0554	+2.0618
$3b/4$	-0.5575	-0.3794	-0.1756	+0.1095	+0.5464	+1.1934	+2.0554	+3.0254	+3.9282
b	-0.5733	-0.5575	-0.5114	-0.3589	+0.0216	+0.7809	+2.0618	+3.9282	+6.2464
	K_1								
0	+0.7080	+0.8319	+0.9923	+1.1737	+1.2783	+1.1737	+0.9923	+0.8319	+0.7080
$b/4$	+0.4808	+0.5905	+0.7407	+0.9437	+1.1737	+1.3307	+1.2824	+1.1589	+1.0461
$b/2$	+0.3342	+0.4253	+0.5535	+0.7407	+0.9923	+1.2824	+1.5134	+1.5539	+1.5262
$3b/4$	+0.2417	+0.3171	+0.4253	+0.5905	+0.8319	+1.1589	+1.5539	+1.9305	+2.1668
b	+0.1782	+0.2417	+0.3342	+0.4808	+0.7080	+1.0461	+1.5262	+2.1668	+2.9395
$\theta = 0.75$	K_0								表 I/15
0	-0.1260	+0.4719	+1.0606	+1.5732	+1.8163	+1.5732	+1.0606	+0.4719	-0.1260
$b/4$	-0.4324	+0.0588	+0.5657	+1.0920	+1.5732	+1.8140	+1.5951	+1.1305	+0.6074
$b/2$	-0.4953	-0.1809	+0.1589	+0.5657	+1.0606	+1.5951	+1.9919	+2.0449	+1.9577
$3b/4$	-0.4508	-0.3299	-0.1809	+0.0588	+0.4719	+1.1305	+2.0449	+3.0842	+4.0292
b	-0.3776	-0.4508	-0.4953	-0.4324	-0.1260	+0.6074	+1.9577	+4.0292	+6.6762
	K_1								
0	+0.6670	+0.8035	+0.9869	+1.2018	+1.3294	+1.2018	+0.9869	+0.8035	+0.6670
$b/4$	+0.4351	+0.5490	+0.7110	+0.9377	+1.2018	+1.3825	+1.3128	+1.1584	+1.0233
$b/2$	+0.2906	+0.3804	+0.5118	+0.7110	+0.9869	+1.3128	+1.5717	+1.5976	+1.5456
$3b/4$	+0.2030	+0.2741	+0.3804	+0.5490	+0.8035	+1.1584	+1.5976	+2.0174	+2.2628
b	+0.1452	+0.2030	+0.2906	+0.4351	+0.6670	+1.0233	+1.5456	+2.2628	+3.1462
$\theta = 0.80$	K_0								表 I/16
0	-0.2595	+0.4010	+1.0595	+1.6478	+1.9348	+1.6478	+1.0595	+0.4010	-0.2595
$b/4$	-0.4898	+0.0123	+0.5394	+1.1076	+1.6478	+1.9191	+1.6383	+1.0694	+0.4362
$b/2$	-0.4719	-0.1844	+0.1348	+0.5394	+1.0595	+1.6383	+2.0526	+2.0353	+1.8428
$3b/4$	-0.3530	-0.2834	-0.1844	+0.0123	+0.4010	+1.0694	+2.0353	+3.1419	+4.1195
b	-0.2094	-0.3530	-0.4719	-0.4898	-0.2595	+0.4362	+1.8428	+4.1195	+7.1154
	K_1								
0	+0.6259	+0.7738	+0.9802	+1.2308	+1.3841	+1.2308	+0.9802	+0.7738	+0.6259
$b/4$	+0.3923	+0.5089	+0.6812	+0.9313	+1.2308	+1.4371	+1.3426	+1.1547	+0.9971
$b/2$	+0.2516	+0.3389	+0.4720	+0.6812	+0.9802	+1.3426	+1.6305	+1.6381	+1.5588
$3b/4$	+0.1695	+0.2358	+0.3389	+0.5089	+0.7738	+1.1547	+1.6381	+2.1023	+2.3534
b	+0.1177	+0.1695	+0.2516	+0.3923	+0.6259	+0.9971	+1.5588	+2.3534	+3.3539

表-5.1.1 横方向分配係数 K_0 及び K_1 の表¹⁾(5)

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$\theta=0.85$	K_0 表 I/17								
0	-0.3753	+0.3351	+1.0539	+1.7160	+2.0493	+1.7160	+1.0539	+0.3351	-0.3753
$b/4$	-0.5289	-0.0290	+0.5074	+1.1126	+1.7160	+2.0259	+1.6839	+1.0113	+0.2705
$b/2$	-0.4412	-0.1858	+0.1081	+0.5074	+1.0539	+1.6839	+2.1214	+2.0271	+1.7181
$3b/4$	-0.2663	-0.2409	-0.1858	-0.0290	+0.3351	+1.0113	+2.0271	+3.1979	+4.1963
b	-0.0733	-0.2663	-0.4412	-0.5289	-0.3753	+0.2705	+1.7181	+4.1963	+7.5588
	K_1								
0	+0.5852	+0.7432	+0.9723	+1.2604	+1.4420	+1.2604	+0.9723	+0.7432	+0.5852
$b/4$	+0.3524	+0.4703	+0.6517	+0.9242	+1.2604	+1.4941	+1.3716	+1.1478	+0.9678
$b/2$	+0.2170	+0.3009	+0.4343	+0.6517	+0.9723	+1.3716	+1.6897	+1.6753	+1.5660
$3b/4$	+0.1409	+0.2019	+0.3009	+0.4703	+0.7432	+1.1478	+1.6753	+2.1851	+2.4385
b	+0.0949	+0.1409	+0.2170	+0.3524	+0.5852	+0.9678	+1.5660	+2.4385	+3.5623
$\theta = 0.90$	K_0 表 I/18								
0	-0.4715	+0.2749	+1.0436	+1.7771	+2.1592	+1.7771	+1.0436	+0.2749	-0.4715
$b/4$	-0.5493	-0.0646	+0.4700	+1.1070	+1.7771	+2.1334	+1.7309	+0.9565	+0.1129
$b/2$	-0.4042	-0.1851	+0.0792	+0.4700	+1.0436	+1.7309	+2.1980	+2.0203	+1.5843
$3b/4$	-0.1919	-0.2028	-0.1851	-0.0646	+0.2749	+0.9565	+2.0203	+3.2519	+4.2579
b	+0.0299	-0.1919	-0.4042	-0.5493	-0.4715	+0.1129	+1.5843	+4.2579	+8.0034
	K_1								
0	+0.5452	+0.7119	+0.9631	+1.2903	+1.5028	+1.2903	+0.9631	+0.7119	+0.5452
$b/4$	+0.3155	+0.4335	+0.6224	+0.9164	+1.2903	+1.5534	+1.3996	+1.1380	+0.9359
$b/2$	+0.1864	+0.2663	+0.3987	+0.6224	+0.9631	+1.3996	+1.7493	+1.7094	+1.5677
$3b/4$	+0.1166	+0.1722	+0.2663	+0.4335	+0.7119	+1.1380	+1.7094	+2.2568	+2.5180
b	+0.0762	+0.1166	+0.1864	+0.3155	+0.5452	+0.9359	+1.5677	+2.5180	+3.7710
$\theta = 0.95$	K_0 表 I/19								
0	-0.5476	+0.2205	+1.0283	+1.8308	+2.2647	+1.8308	+1.0283	+0.2205	-0.5476
$b/4$	-0.5520	-0.0942	+0.4281	+1.0911	+1.8308	+2.2413	+1.7788	+0.9051	-0.0352
$b/2$	-0.3619	-0.1823	+0.0490	+0.4281	+1.0283	+1.7788	+2.2821	+2.0152	+1.4425
$3b/4$	-0.1299	-0.1694	-0.1823	-0.0942	+0.2205	+0.9051	+2.0152	+3.3040	+4.3036
b	+0.1017	-0.1299	-0.3619	-0.5520	-0.5476	-0.0352	+1.4425	+4.3036	+8.4478
	K_1								
0	+0.5064	+0.6801	+0.9526	+1.3202	+1.5662	+1.3202	+0.9526	+0.6801	+0.5064
$b/4$	+0.2816	+0.3985	+0.5936	+0.9079	+1.3202	+1.6148	+1.4265	+1.1255	+0.9021
$b/2$	+0.1596	+0.2351	+0.3654	+0.5936	+0.9526	+1.4265	+1.8093	+1.7402	+1.5641
$3b/4$	+0.0961	+0.1463	+0.2351	+0.3985	+0.6801	+1.1255	+1.7402	+2.3445	+2.5920
b	+0.0608	+0.0961	+0.1596	+0.2816	+0.5064	+0.9021	+1.5641	+2.5920	+3.9800
$\theta = 1.00$	K_0 表 I/20								
0	-0.6044	+0.1715	+1.0080	+1.8775	+2.3663	+1.8775	+1.0080	+0.1715	-0.6044
$b/4$	-0.5391	-0.1183	+0.3824	+1.0658	+1.8775	+2.3492	+1.8265	+0.8567	-0.1726
$b/2$	-0.3161	-0.1774	+0.0184	+0.3824	+1.0080	+1.8265	+2.3729	+2.0116	+1.2940
$3b/4$	-0.0796	-0.1402	-0.1774	-0.1183	+0.1715	+0.8567	+2.0116	+3.3546	+4.3335
b	+0.1460	-0.0796	-0.3161	-0.5391	-0.6044	-0.1726	+1.2940	+4.3335	+8.8915
	K_1								
0	+0.4688	+0.6482	+0.9410	+1.3499	+1.6320	+1.3499	+0.9410	+0.6482	+0.4688
$b/4$	+0.2506	+0.3656	+0.5652	+0.8985	+1.3499	+1.6781	+1.4523	+1.1105	+0.8667
$b/2$	+0.1363	+0.2070	+0.3342	+0.5652	+0.9410	+1.4523	+1.8696	+1.7679	+1.5557
$3b/4$	+0.0789	+0.1240	+0.2070	+0.3656	+0.6482	+1.1105	+1.7679	+2.4213	+2.6605
b	+0.0484	+0.0789	+0.1363	+0.2506	+0.4688	+0.8667	+1.5557	+2.6605	+4.1892

表-5.1.1 横方向分配係数 K_0 及び K_1 の表¹⁾(6)

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$\theta=1.10$	K_0 表 I/21								
0	-0.6652	+0.0880	+0.9531	+1.9518	+2.5621	+1.9518	+0.9531	+0.0880	-0.6652
$b/4$	-0.4770	-0.1515	+0.2842	+0.9925	+1.9518	+2.5643	+1.9180	+0.7675	-0.4129
$b/2$	-0.2209	-0.1626	-0.0403	+0.2842	+0.9531	+1.9180	+2.5717	+2.0089	+0.9824
$3b/4$	-0.0097	-0.0936	-0.1626	-0.1515	+0.0880	+0.7675	+2.0089	+3.4539	+4.3474
b	+0.1709	-0.0097	-0.2209	-0.4770	-0.6652	-0.4129	+0.9824	+4.3474	+9.7780
	K_1								
0	+0.3985	+0.5848	+0.9142	+1.4075	+1.7691	+1.4075	+0.9142	+0.5848	+0.3985
$b/4$	+0.1969	+0.3055	+0.5103	+0.8771	+1.4075	+1.8095	+1.5003	+1.0740	+0.7931
$b/2$	+0.0985	+0.1593	+0.2783	+0.5103	+0.9142	+1.5003	+1.9915	+1.8145	+1.5263
$3b/4$	+0.0527	+0.0882	+0.1593	+0.3055	+0.5848	+1.0740	+1.8145	+2.5695	+2.7813
b	+0.0303	+0.0527	+0.0985	+0.1969	+0.3985	+0.7931	+1.5263	+2.7813	+4.6078
$\theta = 1.20$	K_0 表 I/22								
0	-0.6677	+0.0199	+0.8805	+2.0050	+2.7541	+2.0050	+0.8805	+0.0199	-0.6677
$b/4$	-0.3856	-0.1685	+0.1841	+0.8977	+2.0050	+2.7777	+1.9987	+0.6851	-0.6038
$b/2$	-0.1317	-0.1424	-0.0900	+0.1841	+0.8805	+1.9987	+2.7876	+2.0114	+0.6620
$3b/4$	+0.0279	-0.0594	-0.1424	-0.1685	+0.0199	+0.6851	+2.0114	+3.5547	+4.3049
b	+0.1439	+0.0279	-0.1317	-0.3856	-0.6677	-0.6038	+0.6620	+4.3049	+10.6646
	K_1								
0	+0.3352	+0.5233	+0.8834	+1.4614	+1.9124	+1.4614	+0.8834	+0.5233	+0.3352
$b/4$	+0.1533	+0.2534	+0.4582	+0.8520	+1.4614	+1.9466	+1.5432	+1.0306	+0.7182
$b/2$	+0.0706	+0.1217	+0.2304	+0.4582	+0.8834	+1.5432	+2.1156	+1.8501	+1.4827
$3b/4$	+0.0348	+0.0621	+0.1217	+0.2534	+0.5233	+1.0306	+1.8501	+2.7114	+2.8817
b	+0.0188	+0.0348	+0.0706	+0.1533	+0.3352	+0.7182	+1.4827	+2.8817	+5.0266
$\theta = 1.30$	K_0 表 I/23								
0	-0.6266	-0.0365	+0.7931	+2.0413	+2.9484	+2.0413	+0.7931	-0.0365	-0.6266
$b/4$	-0.2848	-0.1733	+0.0898	+0.7914	+2.0413	+2.9889	+2.0633	+0.6061	-0.7438
$b/2$	-0.0585	-0.1191	-0.1259	+0.0898	+0.7931	+2.0633	+3.0138	+2.0173	+0.3448
$3b/4$	+0.0432	-0.0348	-0.1191	-0.1733	-0.0365	+0.6061	+2.0173	+3.6614	+4.2119
b	+0.0975	+0.0432	-0.0585	-0.2848	-0.6266	-0.7438	+0.3448	+4.2119	+11.5520
	K_1								
0	+0.2793	+0.4648	+0.8491	+1.5105	+2.0600	+1.5105	+0.8491	+0.4648	+0.2793
$b/4$	+0.1182	+0.2086	+0.4092	+0.8233	+1.5105	+2.0882	+1.5808	+0.9822	+0.6446
$b/2$	+0.0501	+0.0923	+0.1898	+0.4092	+0.8491	+1.5808	+2.2421	+1.8760	+1.4282
$3b/4$	+0.0227	+0.0434	+0.0923	+0.2086	+0.4648	+0.9822	+1.8761	+2.8483	+2.9630
b	+0.0115	+0.0227	+0.0501	+0.1182	+0.2793	+0.6446	+1.4282	+2.9630	+5.4454
$\theta = 1.40$	K_0 表 I/24								
0	-0.5558	-0.0833	+0.6947	+2.0637	+3.1479	+2.0637	+0.6947	-0.0833	-0.5558
$b/4$	-0.1892	-0.1691	+0.0067	+0.6806	+2.0637	+3.1979	+2.1085	+0.5281	-0.8337
$b/2$	-0.0058	-0.0948	-0.1461	+0.0067	+0.6947	+2.1085	+3.2447	+2.0248	+0.0415
$3b/4$	+0.0445	-0.0173	-0.0948	-0.1691	-0.0833	+0.5281	+2.0248	+3.7775	+4.0743
b	+0.0525	+0.0445	-0.0058	+0.1892	-0.5558	-0.8337	+0.0415	+4.0743	+12.4402
	K_1								
0	+0.2309	+0.4101	+0.8121	+1.5538	+2.2108	+1.5538	+0.8121	+0.4101	+0.2309
$b/4$	+0.0905	+0.1706	+0.3636	+0.7913	+1.5538	+2.2334	+1.6136	+0.9305	+0.5739
$b/2$	+0.0354	+0.0696	+0.1556	+0.3636	+0.8121	+1.6136	+2.3712	+1.8933	+1.3655
$3b/4$	+0.0148	+0.0301	+0.0696	+0.1706	+0.4101	+0.9305	+1.8933	+2.9810	+3.0266
b	+0.0070	+0.0148	+0.0354	+0.0905	+0.2309	+0.5739	+1.3665	+3.0266	+5.8643

表-5.1.1 横方向分配係数 K_0 及び K_1 の表¹⁾(7)

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$\theta=1.50$	K_0								表 1/25
0	-0.4676	-0.1217	+0.5893	+2.0738	+3.3539	+2.0738	+0.5893	-0.1217	-0.4676
$b/4$	-0.1076	-0.1583	-0.0620	+0.5700	+2.0738	+3.4056	+2.1332	+0.4499	-0.8768
$b/2$	+0.0265	-0.0711	-0.1516	-0.0620	+0.5893	+2.1332	+3.4762	+2.0315	-0.2397
$3b/4$	+0.0381	-0.0053	-0.0711	-0.1583	-0.1217	+0.4499	+2.0315	+3.9049	+3.8974
b	+0.0189	+0.0381	+0.0265	-0.1076	-0.4676	-0.8768	-0.2397	+3.8974	+13.3287
	K_1								
0	+0.1895	+0.3597	+0.7729	+1.5909	+2.3637	+1.5909	+0.7729	+0.3597	+0.1895
$b/4$	+0.0688	+0.1388	+0.3215	+0.7566	+1.5909	+2.3815	+1.6400	+0.8769	+0.5074
$b/2$	+0.0248	+0.0523	+0.1270	+0.3215	+0.7729	+1.6400	+2.5031	+1.9028	+1.2971
$3b/4$	+0.0095	+0.0208	+0.0523	+0.1388	+0.3597	+0.8769	+1.9028	+3.1104	+3.0738
b	+0.0042	+0.0095	+0.0248	+0.0688	+0.1895	+0.5074	+1.2971	+3.0738	+6.2832
$\theta = 1.60$	K_0								表 1/26
0	-0.3723	-0.1521	+0.4812	+2.0727	+3.5656	+2.0727	+0.4812	-0.1521	-0.3723
$b/4$	-0.0437	-0.1429	-0.1152	+0.4624	+2.0727	+3.6130	+2.1382	+0.3712	-0.8790
$b/2$	+0.0416	-0.0495	-0.1451	-0.1152	+0.4812	+2.1382	+3.7055	+2.0350	-0.4927
$3b/4$	+0.0286	+0.0025	-0.0495	-0.1429	-0.1521	+0.3712	+2.0350	+4.0450	+3.6864
b	-0.0013	+0.0286	+0.0416	-0.0437	-0.3723	-0.8790	-0.4927	+3.6864	+14.2172
	K_1								
0	+0.1545	+0.3139	+0.7323	+1.6215	+2.5180	+1.6215	+0.7323	+0.3139	+0.1545
$b/4$	+0.0519	+0.1123	+0.2829	+0.7197	+1.6215	+2.5318	+1.6616	+0.8225	+0.4458
$b/2$	+0.0173	+0.0390	+0.1032	+0.2829	+0.7323	+1.6616	+2.6379	+1.9056	+1.2251
$3b/4$	+0.0061	+0.0142	+0.0390	+0.1123	+0.3139	+0.8225	+1.9056	+3.2374	+3.1060
b	+0.0025	+0.0061	+0.0173	+0.0519	+0.1545	+0.4458	+1.2251	+3.1060	+6.7021
$\theta = 1.70$	K_0								表 1/27
0	-0.2784	-0.1745	+0.3742	+2.0605	+3.7818	+2.0605	+0.3742	-0.1745	-0.2784
$b/4$	+0.0020	-0.1245	-0.1533	+0.3595	+2.0605	+3.8212	+2.1251	+0.2923	-0.8472
$b/2$	+0.0444	-0.0310	-0.1301	-0.1533	+0.3742	+2.1251	+3.9313	+2.0329	-0.7136
$3b/4$	+0.0188	+0.0069	-0.0310	-0.1245	-0.1745	+0.2923	+2.0329	+4.1982	+3.4463
b	-0.0104	+0.0188	+0.0444	+0.0020	-0.2784	-0.8472	-0.7136	+3.4463	+15.1058
	K_1								
0	+0.1253	+0.2726	+0.6909	+1.6456	+2.6733	+1.6456	+0.6909	+0.2726	+0.1253
$b/4$	+0.0390	+0.0904	+0.2478	+0.6813	+1.6456	+2.6838	+1.6779	+0.7683	+0.3895
$b/2$	+0.0120	+0.0290	+0.0836	+0.2478	+0.6909	+1.6779	+2.7753	+1.9023	+1.1512
$3b/4$	+0.0039	+0.0097	+0.0290	+0.0904	+0.2726	+0.7683	+1.9023	+3.3627	+3.1244
b	+0.0015	+0.0039	+0.0120	+0.0390	+0.1253	+0.3895	+1.1512	+3.1244	+7.1209
$\theta = 1.80$	K_0								表 1/28
0	-0.1920	-0.1889	+0.2714	+2.0377	+4.0009	+2.0377	+0.2714	-0.1889	-0.1920
$b/4$	+0.0310	-0.1044	-0.1775	+0.2623	+2.0377	+4.0311	+2.0963	+0.2140	-0.7891
$b/2$	+0.0394	-0.0161	-0.1101	-0.1775	+0.2714	+2.0963	+4.1528	+2.0233	-0.9001
$3b/4$	+0.0104	+0.0088	-0.0161	-0.1044	-0.1889	+0.2140	+2.0233	+4.3641	+3.1820
b	-0.0122	+0.0104	+0.0394	+0.0310	-0.1920	-0.7891	-0.9001	+3.1820	+15.9944
	K_1								
0	+0.1010	+0.2358	+0.6492	+1.6633	+2.8293	+1.6633	+0.6492	+0.2358	+0.1010
$b/4$	+0.0291	+0.0725	+0.2161	+0.6420	+1.6633	+2.8372	+1.6890	+0.7150	+0.3386
$b/2$	+0.0083	+0.0215	+0.0674	+0.2161	+0.6492	+1.6890	+2.9153	+1.8938	+1.0767
$3b/4$	+0.0025	+0.0066	+0.0215	+0.0725	+0.2358	+0.7150	+1.8938	+3.4868	+3.1303
b	+0.0009	+0.0025	+0.0083	+0.0291	+0.1010	+0.3386	+1.0767	+3.1303	+7.5398

表-5.1.1 横方向分配係数 K_0 及び K_1 の表¹⁾(8)

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$\theta=1.90$	K_0 表 1/29								
0	-0.1170	-0.1957	+0.1754	+2.0043	+4.2218	+2.0043	+0.1754	-0.1957	-0.1170
$b/4$	+0.0465	-0.0839	-0.1896	+0.1716	+2.0043	+4.2432	+2.0540	+0.1377	-0.7121
$b/2$	+0.0308	-0.0050	-0.0882	-0.1896	+0.1754	+2.0540	+4.3702	+2.0047	-1.0512
$3b/4$	+0.0042	+0.0090	-0.0050	-0.0839	-0.1957	+0.1377	+2.0047	+4.5421	+2.8980
b	-0.0101	+0.0042	+0.0308	+0.0465	-0.1170	-0.7121	-1.0512	+2.8980	+16.8830
	K_1								
0	+0.0811	+0.2032	+0.6077	+1.6747	+2.9857	+1.6747	+0.6077	+0.2032	+0.0811
$b/4$	+0.0217	+0.0579	+0.1877	+0.6024	+1.6747	+2.9915	+1.6950	+0.6632	+0.2930
$b/2$	+0.0057	+0.0159	+0.0541	+0.1877	+0.6077	+1.6950	+3.0577	+1.8805	+1.0029
$3b/4$	+0.0016	+0.0045	+0.0159	+0.0579	+0.2032	+0.6632	+1.8805	+3.6102	+3.1249
b	+0.0005	+0.0016	+0.0057	+0.0217	+0.0811	+0.2930	+1.0029	+3.1249	+7.9587
$\theta = 2.00$	K_0 表 1/30								
0	-0.0557	-0.1954	+0.0878	+1.9607	+4.4437	+1.9607	+0.0878	-0.1954	-0.0557
$b/4$	+0.0515	-0.0641	-0.1917	+0.0884	+1.9607	+4.4576	+2.0003	+0.0647	-0.6233
$b/2$	+0.0215	+0.0027	+0.0666	-0.1917	+0.0878	+2.0003	+4.5839	+1.9758	-1.1674
$3b/4$	+0.0003	+0.0080	+0.0027	+0.0641	-0.1954	+0.0647	+1.9785	+4.7313	+2.5986
b	-0.0067	+0.0003	+0.0215	+0.0515	-0.0557	-0.6233	-1.1674	+2.5986	+17.7715
	K_1								
0	+0.0648	+0.1745	+0.5668	+1.6803	+3.1423	+1.6803	+0.5668	+0.1745	+0.0648
$b/4$	+0.0160	+0.0461	+0.1624	+0.5629	+1.6803	+3.1466	+1.6962	+0.6133	+0.2526
$b/2$	+0.0039	+0.0117	+0.0433	+0.1624	+0.5668	+1.6962	+3.2023	+1.8631	+0.9307
$3b/4$	+0.0010	+0.0030	+0.0117	+0.0461	+0.1745	+0.6133	+1.8631	+3.7333	+3.1093
b	+0.0003	+0.0010	+0.0039	+0.0160	+0.0648	+0.2526	+0.9307	+3.1093	+8.3776
$\theta = 2.20$	K_0 表 1/31								
0	+0.0256	-0.1771	-0.0585	+1.8454	+4.8880	+1.8454	-0.0585	-0.1771	+0.0256
$b/4$	+0.0428	-0.0299	-0.1739	-0.0536	-1.8454	+4.8925	+1.8660	-0.0662	-0.4333
$b/2$	+0.0064	+0.0096	-0.0300	-0.1739	-0.0585	+1.8660	+5.0036	+1.8857	-1.3007
$3b/4$	-0.0026	+0.0046	+0.0096	-0.0299	-0.1771	-0.0662	+1.8857	+5.1381	+1.9700
b	-0.0013	-0.0026	+0.0064	+0.0428	+0.0256	-0.4333	-1.3007	+1.9700	+19.5487
	K_1								
0	+0.0409	+0.1275	+0.4883	+1.6754	+3.4560	+1.6754	+0.4883	+0.1275	+0.0409
$b/4$	+0.0087	+0.0289	+0.1204	+0.4863	+1.6754	+3.4583	+1.6849	+0.5202	+0.1856
$b/2$	+0.0018	+0.0063	+0.0274	+0.1204	+0.4883	+1.6849	+3.4968	+1.8177	+0.7934
$3b/4$	+0.0004	+0.0014	+0.0063	+0.0289	+0.1275	+0.5202	+1.8177	+3.9803	+3.0517
b	+0.0001	+0.0004	+0.0018	+0.0087	+0.0409	+0.1856	+0.7934	+3.0517	+9.2153
$\theta = 2.40$	K_0 表 1/32								
0	+0.0599	-0.1431	-0.1650	+1.6976	+5.3321	+1.6976	-0.1650	-0.1431	+0.0599
$b/4$	+0.0252	-0.0060	-0.1391	-0.1600	+1.6976	+5.3330	+1.7048	-0.1696	-0.2561
$b/2$	-0.0011	+0.0093	-0.0056	-0.1391	-0.1650	+1.7048	+5.4190	+1.7538	-1.3184
$3b/4$	-0.0020	+0.0016	+0.0093	-0.0060	-0.1431	-0.1696	+1.7538	+5.5736	+1.3256
b	+0.0006	-0.0020	-0.0011	+0.0252	+0.0599	-0.2561	-1.3184	+1.3256	+21.3258
	K_1								
0	+0.0255	+0.0922	+0.4157	+1.6516	+3.7700	+1.6516	+0.4157	+0.0922	+0.0255
$b/4$	+0.0046	+0.0179	+0.0880	+0.4146	+1.6516	+3.7711	+1.6572	+0.4372	+0.1347
$b/2$	+0.0008	+0.0033	+0.0172	+0.0880	+0.4157	+1.6572	+3.7973	+1.7608	+0.6686
$3b/4$	+0.0001	+0.0006	+0.0033	+0.0179	+0.0922	+0.4372	+1.7608	+4.2298	+2.9650
b	0	+0.0001	+0.0008	+0.0046	+0.0255	+0.1347	+0.6686	+2.9650	+10.0531

表-5.1.1 横方向分配係数 K_0 及び K_1 の表¹⁾(9)

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$\theta=2.60$	K_0								表 1/33
0	+0.0626	-0.1027	-0.2340	+1.5246	+5.7761	+1.5246	-0.2340	-0.1027	+0.0626
$b/4$	+0.0100	+0.0073	-0.0989	-0.2307	+1.5246	+5.7763	+1.5247	-0.2410	-0.1128
$b/2$	-0.0029	+0.0062	+0.0073	-0.0989	-0.2340	+1.5247	+5.8359	+1.5861	-1.2455
$3b/4$	-0.0008	0	+0.0062	+0.0073	-0.1027	-0.2410	+1.5861	+6.0270	+0.6898
b	+0.0006	-0.0008	-0.0029	+0.0100	+0.0626	-0.1128	-1.2455	+0.6898	+23.1030
	K_1								
0	+0.0157	+0.0660	+0.3502	+1.6123	+4.0841	+1.6123	+0.3502	+0.0660	+0.0157
$b/4$	+0.0024	+0.0110	+0.0637	+0.3497	+1.6123	+4.0847	+1.6154	+0.3644	+0.0967
$b/2$	+0.0004	+0.0017	+0.0106	+0.0637	+0.3502	+1.6154	+4.1020	+1.6949	+0.5579
$3b/4$	+0.0001	+0.0003	+0.0017	+0.0110	+0.0660	+0.3644	+1.6949	+4.4835	+2.8562
b	0	+0.0001	+0.0004	+0.0024	+0.0157	+0.0967	+0.5579	+2.8562	+10.8909
$\theta = 2.80$	K_0								表 1/34
0	+0.0494	-0.0639	-0.2702	+1.3343	+6.2202	+1.3343	-0.2702	-0.0639	+0.0494
$b/4$	+0.0008	+0.0121	-0.0612	-0.2686	+1.3343	+6.2205	+1.3319	-0.2801	-0.0111
$b/2$	-0.0022	+0.0029	+0.0117	-0.0612	-0.2702	+1.3319	+6.2579	+1.3918	-1.0910
$3b/4$	0	-0.0005	+0.0029	+0.0121	-0.0639	-0.2801	+1.3918	+6.4888	+0.0829
b	+0.0002	0	-0.0022	+0.0008	+0.0494	-0.0111	-1.1091	+0.0829	+24.8801
	K_1								
0	+0.0096	+0.0469	+0.2923	+1.5605	+4.3982	+1.5605	+0.2923	+0.0469	+0.0096
$b/4$	+0.0013	+0.0067	+0.0456	+0.2920	+1.5605	+4.3985	+1.5622	+0.3015	+0.0688
$b/2$	+0.0002	+0.0009	+0.0065	+0.0456	+0.2923	+1.5622	+4.4099	+1.6223	+0.4615
$3b/4$	0	+0.0001	+0.0009	+0.0067	+0.0469	+0.3015	+1.6223	+4.7421	+2.7309
b	0	0	+0.0002	+0.0013	+0.0096	+0.0688	+0.4615	+2.7309	+11.7286
$\theta = 3.00$	K_0								表 1/35
0	+0.0316	-0.0317	-0.2795	+1.1340	+6.6644	+1.1340	-0.2795	-0.0317	+0.0316
$b/4$	-0.0029	+0.0115	-0.0304	-0.2788	+1.1340	+6.6648	+1.1315	-0.2908	+0.0507
$b/2$	-0.0010	+0.0007	+0.0111	-0.0304	-0.2795	+1.1315	+6.6861	+1.1812	-0.9349
$3b/4$	+0.0001	-0.0005	+0.0007	+0.0115	-0.0317	-0.2908	+1.1812	+6.9517	-0.4793
b	0	+0.0001	-0.0010	-0.0029	+0.0316	+0.0507	-0.9349	-0.4793	+26.6573
	K_1								
0	+0.0058	+0.0331	+0.2419	+1.4990	+4.7124	+1.4990	+0.2419	+0.0331	+0.0058
$b/4$	+0.0007	+0.0040	+0.0324	+0.2418	+1.4990	+4.7125	+1.5000	+0.2479	+0.0485
$b/2$	+0.0001	+0.0005	+0.0040	+0.0324	+0.2419	+1.5000	+4.7198	+1.5449	+0.3789
$3b/4$	0	0	+0.0005	+0.0040	+0.0331	+0.2479	+1.5449	+5.0061	+2.5942
b	0	0	+0.0001	+0.0007	+0.0058	+0.0485	+0.3789	+2.5942	+12.5664
$\theta = 3.20$	K_0								表 1/36
0	+0.0158	-0.0083	-0.2680	+0.9304	+7.1086	+0.9304	-0.2680	-0.0083	+0.0158
$b/4$	-0.0034	+0.0085	-0.0080	-0.2678	+0.9304	+7.1090	+0.9286	-0.2788	+0.0798
$b/2$	-0.0002	-0.0004	+0.0082	-0.0080	-0.2680	+0.9286	+7.1199	+0.9642	-0.7450
$3b/4$	-0.0001	-0.0002	-0.0004	+0.0085	-0.0083	-0.2788	+0.9642	+7.4105	-0.9853
b	0	+0.0001	-0.0002	-0.0034	+0.0158	+0.0798	-0.7450	-0.9853	+28.4345
	K_1								
0	+0.0035	+0.0232	+0.1988	+1.4305	+5.0266	+1.4305	+0.1988	+0.0232	+0.0035
$b/4$	+0.0003	+0.0024	+0.0228	+0.1988	+1.4305	+5.0266	+1.4310	+0.2026	+0.0340
$b/2$	0	+0.0002	+0.0024	+0.0228	+0.1988	+1.4310	+5.0313	+1.4641	+0.3090
$3b/4$	0	0	+0.0002	+0.0024	+0.0232	+0.2026	+1.4641	+5.2757	+2.4502
b	0	0	0	+0.0003	+0.0035	+0.0340	+0.3090	+2.4502	+13.4041

表-5.1.1 横方向分配係数 K_0 及び K_1 の表¹⁾(10)

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$\theta=3.40$	K_0								表 1/37
0	+0.0047	+0.0065	-0.2419	+0.7292	+7.5529	+0.7292	-0.2419	+0.0065	+0.0047
$b/4$	-0.0024	+0.0051	+0.0062	-0.2419	+0.7292	+7.5532	+0.7282	-0.2509	+0.0853
$b/2$	+0.0001	-0.0006	+0.0050	+0.0062	-0.2419	+0.7282	+7.5582	+0.7493	-0.5571
$3b/4$	0	0	-0.0006	+0.0051	+0.0065	-0.2509	+0.4793	+7.8622	-1.4271
b	0	0	+0.0001	-0.0024	+0.0047	+0.0853	-0.5571	-1.4271	+30.2116
	K_1								
0	+0.0021	+0.0162	+0.1623	+1.3570	+5.3407	+1.3570	+0.1623	+0.0162	+0.0021
$b/4$	+0.0002	+0.0014	+0.0160	+0.1623	+1.3570	+5.3407	+1.3573	+0.1647	+0.0236
$b/2$	0	+0.0001	+0.0014	+0.0160	+0.1623	+1.3573	+5.3437	+1.3815	+0.2505
$3b/4$	0	0	+0.0001	+0.0014	+0.0162	+0.1647	+1.3815	+5.5506	+2.3023
b	0	0	0	+0.0002	+0.0021	+0.0236	+0.2505	+2.3023	+14.2419
$\theta = 3.60$	K_0								表 1/38
0	-0.0015	+0.0141	-0.2069	+0.5351	+7.9972	+0.5351	-0.2069	+0.0141	-0.0015
$b/4$	-0.0012	+0.0023	+0.0135	-0.2069	+0.5351	+7.9974	+0.5347	-0.2135	+0.0762
$b/2$	+0.0002	-0.0005	+0.0023	+0.0135	-0.2069	+0.5347	+7.9996	+0.5433	-0.3841
$3b/4$	0	0	-0.0005	+0.0023	+0.0141	-0.2135	+0.5433	+8.3054	-1.8001
b	0	0	+0.0002	-0.0012	-0.0015	+0.0762	-0.3841	-1.8001	+31.9888
	K_1								
0	+0.0012	+0.0112	+0.1317	+1.2805	+5.6549	+1.2805	+0.1317	+0.0112	+0.0012
$b/4$	+0.0001	+0.0009	+0.0111	+0.1317	+1.2805	+5.6549	+1.2807	+0.1332	+0.0164
$b/2$	0	+0.0001	+0.0008	+0.0111	+0.1317	+1.2807	+5.6567	+1.2983	+0.2020
$3b/4$	0	0	+0.0001	+0.0009	+0.0112	+0.1332	+1.2983	+5.3307	+2.1535
b	0	0	0	+0.0001	+0.0012	+0.0164	+0.2020	+2.1535	+15.0796
$\theta = 3.80$	K_0								表 1/39
0	-0.0040	+0.0163	-0.1678	+0.3521	+8.4416	+0.3521	-0.1678	+0.0163	-0.0040
$b/4$	-0.0004	+0.0005	+0.0157	-0.1678	+0.3521	+8.4417	+0.3520	-0.1721	+0.0600
$b/2$	+0.0001	-0.0003	+0.0005	+0.0157	-0.1678	+0.3520	+8.4427	+0.3509	-0.2341
$3b/4$	0	0	-0.0003	+0.0005	+0.0163	-0.1721	+0.3509	+8.7404	-2.1025
b	0	0	+0.0001	-0.0004	-0.0040	+0.0600	-0.2341	-2.1025	+33.7659
	K_1								
0	+0.0007	+0.0077	+0.1064	+1.2026	+5.9690	+1.2026	+0.1064	+0.0077	+0.0007
$b/4$	0	+0.0005	+0.0077	+0.1063	+1.2026	+5.9690	+1.2027	+0.1073	+0.0113
$b/2$	0	0	+0.0005	+0.0077	+0.1064	+1.2027	+5.9702	+1.2153	+0.1622
$3b/4$	0	0	0	+0.0005	+0.0077	+0.1073	+1.2153	+6.1154	+2.0059
b	0	0	0	0	+0.0007	+0.0113	+0.1622	+2.0059	+15.9174
$\theta = 4.00$	K_0								表 1/40
0	-0.0042	+0.0151	-0.1286	+0.1831	+8.8859	+0.1831	-0.1286	+0.0151	-0.0042
$b/4$	0	-0.0004	+0.0147	-0.1286	+0.1831	+8.8859	+0.1831	-0.1309	+0.0421
$b/2$	0	-0.0001	-0.0004	+0.0147	-0.1286	+0.1831	+8.8867	+0.1757	-0.1113
$3b/4$	0	0	-0.0001	-0.0004	+0.0151	-0.1309	+0.1757	+9.1678	-2.3348
b	0	0	0	0	-0.0042	+0.0421	-0.1113	-2.3348	+35.5431
	K_1								
0	+0.0004	+0.0053	+0.0855	+1.1245	+6.2832	+1.1245	+0.0855	+0.0053	+0.0004
$b/4$	0	+0.0003	+0.0053	+0.0855	+1.1245	+6.2832	+1.1246	+0.0860	+0.0077
$b/2$	0	0	+0.0003	+0.0053	+0.0855	+1.1246	+6.2839	+1.1336	+0.1296
$3b/4$	0	0	0	+0.0003	+0.0053	+0.0860	+1.1336	+6.4045	+1.8614
b	0	0	0	0	+0.0004	+0.0077	+0.1296	+1.8614	+16.7552

表-5.1.1 横方向分配係数 K_0 及び K_1 の表¹⁾(11)

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$\theta=4.20$	K_0 表 I/41								
0	-0.0033	+0.0123	-0.0920	+0.0303	+9.3322	+0.0303	-0.0920	+0.0123	-0.0033
$b/4$	+0.0002	-0.0008	+0.0120	-0.0920	+0.0303	+9.3322	+0.0303	-0.0929	+0.0258
$b/2$	0	0	-0.0007	+0.0120	-0.0920	+0.0303	+9.3329	+0.0194	-0.0166
$3b/4$	0	0	0	-0.0008	+0.0123	-0.0929	+0.0194	+9.5918	-2.5004
b	0	0	0	+0.0002	-0.0033	+0.0258	-0.0166	-2.5004	+37.3202
	K_1								
0	+0.0002	+0.0036	+0.0684	+1.0474	+6.5973	+1.0474	+0.0684	+0.0036	+0.0002
$b/4$	0	+0.0002	+0.0036	+0.0684	+1.0474	+6.5973	+1.0474	+0.0687	+0.0053
$b/2$	0	0	+0.0002	+0.0036	+0.0684	+1.0474	+6.5978	+1.0539	+0.1031
$3b/4$	0	0	0	+0.0002	+0.0036	+0.0687	+1.0539	+6.6974	+1.7214
b	0	0	0	0	+0.0002	+0.0053	+0.1031	+1.7214	+17.5929
$\theta = 4.40$	K_0 表 I/42								
0	-0.0021	+0.0089	-0.0598	-0.1048	+9.7774	-0.1048	-0.0598	+0.0089	-0.0021
$b/4$	+0.0002	-0.0007	+0.0087	-0.0598	-0.1048	+9.7774	-0.1048	-0.0599	+0.0128
$b/2$	0	0	-0.0007	+0.0087	-0.0598	-0.1048	+9.7782	-0.1170	+0.0513
$3b/4$	0	0	0	-0.0007	+0.0089	-0.0599	-0.1170	+10.0108	-2.6024
b	0	0	0	+0.0002	-0.0021	+0.0128	+0.0513	-2.6024	+39.0974
	K_1								
0	+0.0001	+0.0025	+0.0545	+0.9720	+6.9115	+0.9720	+0.0545	+0.0025	+0.0001
$b/4$	0	+0.0001	+0.0025	+0.0545	+0.9720	+6.9115	+0.9720	+0.0547	+0.0036
$b/2$	0	0	+0.0001	+0.0025	+0.0545	+0.9720	+6.9118	+0.9766	+0.0818
$3b/4$	0	0	0	+0.0001	+0.0025	+0.0547	+0.9766	+6.9937	+1.5869
b	0	0	0	0	+0.0001	+0.0036	+0.0818	+1.5869	+18.4307
$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$\theta = 4.60$	K_0 表 I/43								
0	-0.0010	+0.0057	-0.0331	-0.2215	+10.2217	-0.2215	-0.0331	+0.0057	-0.0010
$b/4$	+0.0001	-0.0005	+0.0056	-0.0331	-0.2215	+10.2217	-0.2215	-0.0328	+0.0036
$b/2$	0	0	-0.0005	+0.0056	-0.0331	-0.2215	+10.2224	-0.2333	+0.0955
$3b/4$	0	0	0	-0.0005	+0.0057	-0.0328	-0.2333	+10.4257	-2.6458
b	0	0	0	+0.0001	-0.0010	+0.0036	+0.0955	-2.6458	+40.8745
	K_1								
0	+0.0001	+0.0017	+0.0432	+0.8991	+7.2257	+0.8991	+0.0432	+0.0017	+0.0001
$b/4$	0	+0.0001	+0.0017	+0.0432	+0.8991	+7.2257	+0.8991	+0.0434	+0.0024
$b/2$	0	0	+0.0001	+0.0017	+0.0432	+0.8991	+7.2258	+0.9023	+0.0647
$3b/4$	0	0	0	+0.0001	+0.0017	+0.0434	+0.9023	+7.2928	+1.4587
b	0	0	0	0	+0.0001	+0.0024	+0.0647	+1.4587	+19.2684
$\theta = 4.80$	K_0 表 I/44								
0	-0.0003	+0.0030	-0.0120	-0.3185	+10.6297	-0.3185	-0.0120	+0.0030	-0.0003
$b/4$	0	-0.0003	+0.0030	-0.0120	-0.3185	+10.6297	-0.3185	-0.0116	-0.0020
$b/2$	0	0	-0.0003	+0.0030	-0.0120	-0.3185	+10.6303	-0.3289	+0.1193
$3b/4$	0	0	0	-0.0003	+0.0030	-0.0116	-0.3289	+10.8018	-2.6280
b	0	0	0	0	-0.0003	-0.0020	+0.1193	-2.6280	+42.6517
	K_1								
0	0	+0.0011	+0.0342	+0.8291	+7.5398	+0.8291	+0.0342	+0.0011	0
$b/4$	0	0	+0.0011	+0.0342	+0.8291	+7.5398	+0.8291	+0.0343	+0.0016
$b/2$	0	0	0	+0.0011	+0.0342	+0.8291	+7.5399	+0.8314	+0.0510
$3b/4$	0	0	0	0	+0.0011	+0.0343	+0.8314	+7.5945	+1.3373
b	0	0	0	0	0	+0.0016	+0.0510	+1.3373	+20.1062

付録5 参考文献

- 1) リチャード・バレシュ, シャルル・マソネ著, 成岡昌夫, 国広哲男監訳: 格子桁と直交異方性板の計算 ギヨン・マソネ・バレシュ法による, 共立出版, 1969.

付録6 確率計算に関する留意事項

6.1 確率計算の基本

いま、確率変数を X_i 、平均値を μ_{X_i} 、偏差を σ_{X_i} 、変動係数を COV_{X_i} とする。ここで、確率変数とは、変数の値に対して、確率に関連付けられているものをいう。変数の値に対応して、関数値として確率が与えられていると考えてもよい。以下に、抵抗係数の計算にあたって、変動係数の平方和とした根拠を示す。

1) $Z = X_1 X_2 \dots X_N$ のように、確率変数が他の確率変数の積で表されているもの

この場合、確率分布形によらず平均値は、

$$\mu_z = E[Z] = \sum_i \mu_{X_i} + \sum_{ij} COR(X_i, X_j) \dots \dots \dots \text{(付6.1.1)}$$

X_i, X_j が互いに独立のとき厳密に

$$\mu_z = \mu_{X_1} \mu_{X_2} \dots \mu_{X_N} \dots \dots \dots \text{(付6.1.2)}$$

となる。このとき Z の分散 σ_z^2 は

$$\sigma_z^2 = (\sigma_{X_1}^2 + \mu_{X_1}^2)(\sigma_{X_2}^2 + \mu_{X_2}^2) \dots (\sigma_{X_N}^2 + \mu_{X_N}^2) - \mu_{X_1}^2 \mu_{X_2}^2 \dots \mu_{X_N}^2 \dots \dots \dots \text{(付6.1.3)}$$

また、 Z の変動係数 COV_z は、

$$COV_z = \frac{\sigma_z}{\mu_z} = \sqrt{\frac{(\sigma_{X_1}^2 + \mu_{X_1}^2)(\sigma_{X_2}^2 + \mu_{X_2}^2) \dots (\sigma_{X_N}^2 + \mu_{X_N}^2) - \mu_{X_1}^2 \mu_{X_2}^2 \dots \mu_{X_N}^2}{\mu_{X_1}^2 \mu_{X_2}^2 \dots \mu_{X_N}^2}} \dots \dots \dots \text{(付6.1.4)}$$

となる。平方根の中は、多項式を展開すると

$$\sum_i COV_i^2 + \sum_{i,j} COV_i^2 COV_j^2 + \sum_{i,j,k} COV_i^2 COV_j^2 COV_k^2 + \dots \dots \dots \text{(付6.1.5)}$$

となる。このとき、 COV_i^2 が十分小さければ、第二項以降は無視できるため、

$$COV_z = \sqrt{COV_{X_1}^2 + COV_{X_2}^2 + \dots + COV_{X_N}^2} \dots \dots \dots \text{(付6.1.6)}$$

である。すなわち、確率変数の積として表される確率変数があった場合、それぞれの確率変数が独立であり、さらにそれぞれの変動係数が十分小さい(10%程度を想定)場合には、式(付6.1.6)のように表現できることになる。

2) $Z = X_1 + X_2 + \dots + X_N$ のように和で表されているもの

この場合、確率分布形によらず、平均値は

$$\mu_z = \mu_1 + \mu_2 + \dots \dots \dots \text{(付6.1.7)}$$

さらに、 Z の分散は

$$\sigma_z^2 = Var[Z] = Var[X_i] + Var[X_j] + \dots + 2COR(X_i, X_j) + \dots$$

となるため、 X_i, X_j が互いに独立のとき、 $COR(X_i, X_j) = 0$ であることから

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_{X_1}^2 + \sigma_{X_2}^2 + \dots} \dots \dots \dots \text{(付6.1.8)}$$

が成り立つ。 COV_z は

$$\text{COV}_Z = \frac{\sigma_Z}{\mu_Z} = \frac{\sqrt{\sigma_{x_1}^2 + \sigma_{x_2}^2 + \dots}}{\mu_1 + \mu_2 + \dots} \dots \dots \dots \text{(付6.1.9)}$$

となり、単純に個々のCOVでは表せない。この場合、FOSM等によって、 σ_Z と μ_Z をそれぞれ求め、変動係数を計算する必要がある。なお、FOSM法は、任意の関数系となっているZについて、線形化の近似を行う($\Rightarrow Z \approx a_1X_1 + a_2X_2 + \dots + a_NX_N$ とする)ことで、 σ_Z を近似的に求める技法である。これは、Talyor展開によって任意の関数を線形近似することと同じ。また、FOSM法は、二次関数まで考慮して近似する方法である。

3) FOSM法の場合

FOSMは、確率分布に関係なく関数を線形近似する技法。すなわち、 $Z = g(X)$ の一般形に対し、平均値 $g(X = X_0)$ において線形近似

$$Z \cong g(X_0) + (X - X_0) \left(\frac{\partial g}{\partial X} \right)_{X=X_0} \dots \dots \dots \text{(付6.1.10)}$$

を行う。このように近似することで、任意の関数が見かけ上は

$$Z = a + bX \dots \dots \dots \text{(付6.1.11)}$$

と線形関数となる。この関数系るとき、Zの平均値と分散は

$$E[Z] = a + bE[X], \text{Var}[Z] = b^2\text{Var}[X] \dots \dots \dots \text{(付6.1.12)}$$

となる。Zが式(付6.1.10)の関数系で表現されるとき、Zの平均値と分散は、近似的に

$$E[Z] = g(X_0), \text{Var}[Z] = \left(\frac{\partial g}{\partial X} \right)_{X=X_0}^2 \text{Var}[X] \dots \dots \dots \text{(付6.1.13)}$$

として求めることができる。

いま、 $g(X) = AX_1X_2 \dots X_n$ の場合、多変数の展開となるため、式(付6.1.10)は各変数の一次線形和

$$Z \cong g(X_i = \bar{X}_i) + \Sigma_i(X_i - \bar{X}_i) \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_{X_i=\bar{X}_i} \dots \dots \dots \text{(付6.1.14)}$$

となり、分散も $\text{Var}[Z] = \Sigma_i \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_{X_i=\bar{X}_i}^2 \text{Var}[X_i]$ となることから

$$g(X_0) = A\bar{X}_1\bar{X}_2 \dots \bar{X}_n, \left(\frac{\partial g(X)}{\partial X_i} \right)_{X_i=\bar{X}_i} = A\bar{X}_1\bar{X}_2 \dots \bar{X}_{i-1}\bar{X}_{i+1} \dots \bar{X}_n \dots \dots \dots \text{(付6.1.15)}$$

から

$$\begin{aligned} \text{COV}_Z &= \frac{\sqrt{\text{Var}[Z]}}{E[X]} = \sqrt{\frac{\Sigma(\bar{X}_1\bar{X}_2 \dots \bar{X}_{i-1}\bar{X}_{i+1} \dots \bar{X}_n)^2 \text{Var}[X_i]}{\bar{X}_1^2 \bar{X}_2^2 \dots \bar{X}_n^2}} \\ &= \sqrt{\text{COV}_1^2 + \dots + \text{COV}_n^2} \dots \dots \dots \text{(付6.1.16)} \end{aligned}$$

となる。ただし、 $\text{COV}_i^2 = \text{Var}[X_i]/\bar{X}_i^2$ である。

6.2 評価式のばらつきの考慮

モンテカルロシミュレーションによる確率分布の表現や、変動係数の推定などは、評価式に含まれているパラメータがばらついた場合の算出値のばらつきを評価するものである。例えば、せん断耐力推定式を例にとると、推定式に含まれるパラメータ、すなわち、鉄筋の降伏強度、コンクリートの圧縮強度、寸法などが実際と異なる場合の影響を評価している。一方、せん断耐力推定式そのものに大きなばらつきがある。このばらつきは実験値と計算値の比較によって求められる。ただし、このときのばらつきの中に、パラメータの不確実性によるばらつきは含まれていない。耐力推定において、実験値と計算値を比較する場合には、計算値にはパラメータ（強度、寸法など）の実測値が用いられるためである。以下では、耐力推定式のばらつきが明らかである場合に、パラメータのばらつきを考慮する方法を示す。

1) 耐力推定式の誤差

推定値(M_{es})を実験値(M_{ex})で割ったデータを整理し、正規分布を仮定した場合

$$\frac{M_{ex}}{M_{es}} \sim N(b, \sigma_x^2) \dots\dots\dots (付6.2.1)$$

となる。ここで、 N は正規分布、バイアス(平均値) b 、偏差 σ_x としている。このとき、式(付6.2.1)を正規化すれば

$$\frac{M_{ex}}{bM_{es}} \sim N(1, \sigma_x^2/b^2) \dots\dots\dots (付6.2.2)$$

である。いま、式(付6.2.2)で表される変数を X とおく。すなわち

$$\frac{M_{ex}}{bM_{es}} = X \sim N(1, COV_X^2) \dots\dots\dots (付6.2.3)$$

である。ただし、 $COV_X = \sigma_x/b$ とした。 X は平均1、分散 COV_X^2 の正規分布に従う。

これより、推定値と実際の耐力との乖離は

$$M_{ex} = bM_{es}X \dots\dots\dots (付6.2.4)$$

で表現される。

一方、推定式も確率変数である場合(推定式に確率変数が含まれ、確率変数の関数として表されるとき)、推定式をバイアス a 、偏差 σ_Y の正規分布と仮定すれば

$$M_{es} \sim N(a, \sigma_Y^2) \dots\dots\dots (付6.2.5)$$

である。式(付6.2.5)を正規化すれば

$$\frac{M_{es}}{a} \sim N(1, \sigma_Y^2/a^2) \dots\dots\dots (付6.2.6)$$

である。この変数を Y とおく。 Y は、平均1、分散 COV_Y^2 の正規分布に従う。ただし、 $COV_Y = \sigma_Y/a$ とした。

すなわち

$$\frac{M_{es}}{a} = Y \sim N(1, COV_Y^2) \dots\dots\dots (付6.2.7)$$

これより、

$$M_{es} = Ya \dots\dots\dots (付6.2.8)$$

である。これを式(付6.2.4)に代入すれば

$$M_{ex} = baXY \dots\dots\dots (付6.2.9)$$

ここで、確率変数の一次近似(FOSM)を行うと、 M_{ex} の平均は $\bar{M}_{ex} = ba$ 。分散は

$$\text{Var}(M_{\text{ex}}) \cong \left(\frac{\partial M_{\text{ex}}}{\partial X}\right)^2 \text{Var}[X] + \left(\frac{\partial M_{\text{ex}}}{\partial Y}\right)^2 \text{Var}[Y] \cdots \cdots \cdots \text{(付 6. 2. 10)}$$

ここで,

$$\left(\frac{\partial M_{\text{ex}}}{\partial X}\right)_{Y=1} = \left(\frac{\partial M_{\text{ex}}}{\partial Y}\right)_{X=1} = ba, \text{Var}[X] = \text{COV}_X^2, \text{Var}[Y] = \text{COV}_Y^2 \cdots \cdots \cdots \text{(付 6. 2. 11)}$$

より,

$$\text{Var}(M_{\text{ex}}) = (ba)^2(\text{COV}_X^2 + \text{COV}_Y^2) \cdots \cdots \cdots \text{(付 6. 2. 12)}$$

すなわち, M_{ex} の変動係数 $\text{COV}_{M_{\text{ex}}} \equiv \sqrt{\text{Var}(M_{\text{ex}})}/ba$ は近似的に

$$\text{COV}_{M_{\text{ex}}} = \sqrt{\text{COV}_X^2 + \text{COV}_Y^2} \cdots \cdots \cdots \text{(付 6. 2. 13)}$$

となる。すなわち, 実験式(評価式)の変動係数が COV_X であり, パラメータによる評価式の変動係数が COV_Y であった場合, 両者を考慮した場合の評価式の変動係数は式(付 6. 2. 13)のようにあらわすことができる。

例えば, 曲げ実験式誤差の変動係数が 10%, 材料強度などの要因による推定式の変動係数が 5%とすれば, $\text{COV} = 11\%$ 程度となる。この計算結果をふまえ, 不可算分を足して 12.5%とすると, $\mu - 1.64\sigma = \mu(1 - 1.64\text{COV}) = 0.795\mu \cong 0.80\mu$ となる。

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4401 May 2020

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754