

PCコンポ橋の設計計算例

令和3年1月

一般社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会

まえがき

プレストレストコンクリート橋は、道路等のインフラ整備に広く用いられ、無くてはならないものとなっている。かねてより、(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会(以下、PC 建協という)では、品質の向上と現場作業の省力化、生産性向上に取り組んできており、たとえば、小規模構造物では工場製作でのプレキャスト桁の JIS 化や大規模橋梁ではプレキャストブロックを用いた設計、施工法の構築等を進めてきた。また、支間長 25m~45m の中規模橋梁について、平成 8 年~10 年に建設省土木研究所(当時)と PC 建協がプレキャストブロックに関する共同研究を行い、その構造等の検討が行われた。PC 建協では、これを PC コンボ橋として実用化し、1996 年に最初の事例である岡部川橋が完成、これまで 20 年以上にわたって約 600 橋の構造形式として普及に務めてきた。

“PC コンボ橋”は、合成桁構造の一種であり、以下の構造からなるものの通称である。

- プレキャストセグメント化された T 形断面の PC げた (JIS A 5373 附属書 2 推奨仕様 2-2)
- 工場で製作されたプレキャスト PC 板 (JIS A 5373 附属書 2 推奨仕様 2-3 で規定されたプレキャストプレストレストコンクリート製品) を配置した上にコンクリートを打ち込んで一体化された床版 (PC 合成床版)
- PC 桁と場所打ち部との接合

この PC 桁は、通常の合成桁より上フランジ幅を大きくして断面性能を大きくするとともに、架設時の横倒れ座屈に対する安定性を高め、下フランジを球根状に広げることで架設時の安定性を確保できることに加え、PC 合成床版を構築することで床版支間を広くすることができる。その結果主桁の本数を少なくすることによって、上部構造の死荷重を軽量化することを可能にしたものであり、その後 JIS 化されたものである。

PC 合成床版は、プレキャスト PC 板と場所打ち部が一体となって、断面内の応力の算定で十分な合成効果が見込めるように構成された床版であり、プレキャスト PC 板を埋設型枠としても利用することにより床版施工時の足場や型枠の簡素化が可能になった。

このようにプレキャスト構造物の JIS 化が進む中で、国土交通省でも、道路橋の形式選定においても、場所打ちとプレキャスト構造を適切に比較、選定するための技術資料の充実が図られており、平成 30 年には、「コンクリート橋のプレキャスト化ガイドライン(平成 30 年 6 月、橋梁等のプレキャスト化及び標準化による生産性向上検討委員会)」がまとめられた。道路橋の形式選定において、プレキャスト部材を用いた橋梁も適切に比較されるように技術的特性や留意点がまとめられており、PC コンボ橋についても形式選定において考慮すべき特徴や留意点が紹介されている。

このように本協会では道路橋の部材等のプレキャスト構造の開発と JIS 化を進めてきたところであるが、道路橋の構造の技術基準である「橋、高架の道路等の技術基準(通称:道路橋示方書、国土交通省都市局・道路局)」の改定も行われ、道路橋の設計施工に係わる道路橋の性能検証体系の充実が図られている。たとえば、部材等についても、一般部と接合部のそれぞれで耐荷、耐久の観点のそれぞれの要求性能が規定され、これらの一連を満足するように設計することが求められることとなった。すなわち、PC コンボ橋についても、開発、JIS 化のときは性能検証の体系が大きく変化しており、前述の「コンクリート橋のプレキャスト化ガイドライン」においても、PC コンボ橋を含むプレキャスト構造の採用にあたっては、道路橋示方書に求められる性能を満足できるように設計する必要があることが前提であるとされた。

PC コンボ橋に用いられるプレキャスト部材の一般部、接合部の耐荷力や耐久性について既往の研究はあるものの、平成 29 年に改定された道路橋示方書が要求する橋の性能を達成するために必要な耐荷力やその信頼性を有するか、設計耐久期間とその信頼性がどのように評価されるのかという観点での検証結果としてはこれまでまとめられたものがない。そこで、PC コンボ橋について、平成 29 年に改定された道路橋示方書が要求する橋の性能を達成するために必要な耐荷力や耐久性、それらの信頼性

を満足するための設計について、道路橋示方書に適合するように設計するための留意点等を明らかにすべく、今回、過去の知見等の再整理を行った。特に、以下の点について、平成 29 年道路橋示方書が求める性能の確認手順に沿って、設計の留意点をまとめた。

- (1) PC 合成床版の耐荷・耐久機構
- (2) PC コンボ橋における接合部の設定と耐荷・耐久機構
- (3) PC 合成床版を用いたときの合成桁としての有効断面

本書はこの検討結果を取りまとめたものであり、PC コンボ橋における耐荷機構・照査方法・設計上の留意点をまとめた「設計方針」と、その設計方針をもとに具体的な PC コンボ橋の設計計算の過程を明示した「設計計算例」の 2 部構成となっている。

なお、U コンボについては本資料の検討の対象外である。しかし、道路橋示方書が求める橋の性能を達成できるような構造とするための設計について個別に検討する際に、本資料が参考にできる点も多いと考えられ、本検討も参考に適切に検討されるようお願いしたい。

道路橋の形式選定や設計・施工において、PC コンボ橋について適切に比較検討、設計施工が行われるよう、本書が役に立つことを望むものである。

令和 3 年 1 月

一般社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会
技術委員会 委員長 西尾浩志

目 次

第1編 設計方針

【1】PC コンボ橋の概要および特徴と接合部の設定	1
(1) 設計方針の全体像	1
(2) PC コンボ橋の定義	2
(3) 接合部の定義	3
(4) 上フランジ切欠部の設計方法	11
(4-1) 上フランジ切欠部の定義	11
(4-2) 耐荷機構	12
(4-3) 設計方法	13
【2】床版の設計	22
(1) 床版の橋軸直角方向の検討	22
(1-1) 検討断面と設計断面力	22
(1-2) 床版の荷重伝達機構	24
(1-3) 耐荷機構に基づく設計方法	25
(1-4) 構造細目	28
(2) 床版の橋軸方向の検討	29
(3) 床版の押抜きせん断の検討	29
(4) PC 合成床版界面の接合部の設計方法	30
【3】主方向の設計	32
(1) 曲げに対する検討	32
(2) 主桁のせん断およびねじりに対する検討	35
(3) 主桁上フランジと場所打ち部との接合部におけるせん断に対する検討	36
(4) 接合部の設計方法	37
(4-1) 主桁セグメント同士の接合部の設計方法	37
(4-2) 主桁上フランジと場所打ち部との接合部の設計方法	37
【4】構造細目・その他	38
【5】施工・維持管理に引き継ぐ項目	39
(1) 施工に引き継ぐ項目	39
(2) 維持管理に引き継ぐ項目	40
■設計方針に関する根拠資料（1）：PC 合成床版の床版支間方向の載荷試験	42
■設計方針に関する根拠資料（2）：上フランジ切欠部の検討結果	50
【A】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）第 215 号	50
【B】PC 合成げた橋（PC 合成床版タイプ）上フランジ切欠部の輪荷重走行に対する 耐久性に関する共同研究報告書	64

第2編 設計計算例

1章 橋梁計画

1.1 橋梁計画の前提条件	75
1.1.1 橋の重要度	75
1.1.2 設計供用期間	76
1.1.3 架橋位置特有の条件	77
1.2 設計の基本方針	79
1.2.1 適用する基準類	79
1.2.2 橋の耐荷性能の選択と設計方針	80
1.2.3 橋の耐久性能に対する設計方針	82
1.3 架橋位置と橋の形式	83
1.3.1 架橋位置と橋の形式の選定	83
1.3.2 橋梁一般図	84
1.4 各部材の設計方針	85
1.4.1 各部材の耐荷性能に対する設計方針	85
1.4.2 各部材の耐久性能に対する設計方針	86
1.4.3 橋の使用目的との適合性を満足するために必要なその他検討	87
1.4.4 施工に関する事項	87
1.4.5 維持管理に関する事項	88
1.5 詳細設計条件	88
1.5.1 詳細設計条件	89
1.5.2 使用材料及び特性値	90
1.5.3 かぶりの設定	92
1.6 設計	93
1.6.1 構造解析	93
1.6.2 構造設計上の配慮事項	93

2章 床版

2.1 検討概要	94
2.1.1 床版設計のフローチャート	94
2.1.2 部材寸法の設定	97
2.2 床版の設計断面力	99
2.2.1 荷重の特性値による断面力の算出	99
2.2.2 荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した断面力の算出	102
2.3 床版の降伏曲げモーメント・破壊抵抗曲げモーメントの特性値の算出	103
2.3.1 橋軸直角方向	103
2.3.2 橋軸方向	106
2.4 橋軸直角方向の床版の設計	107
2.4.1 前提条件	107
2.4.2 耐荷性能の照査	109
2.4.3 特定の荷重組合せに対する照査	115
2.4.4 耐久性能の照査	118
2.5 橋軸方向の床版の設計	125
2.5.1 前提条件	125

2.5.2 耐荷性能の照査	125
2.5.3 特定の荷重組合せに対する照査	127
2.5.4 耐久性能の照査	127
2.6 PC 板と場所打ち床版接合部の照査	128
3 章 主桁	
3.1 検討概要	129
3.1.1 主桁設計のフローチャート	129
3.1.2 構造図	130
3.2 断面力の算出	132
3.2.1 構造解析	132
3.2.2 解析モデル	132
3.2.3 鉄筋拘束による影響	132
3.3 耐荷性能の照査	133
3.3.1 主桁の耐荷性能に関する照査項目	133
3.3.2 断面力の算出	134
3.3.3 前提条件の確認	141
3.3.4 永続作用支配状況及び変動作用支配状況	143
3.3.5 偶発作用支配状況	151
3.3.6 相反応力部材の照査	151
3.4 耐久性能の照査	151
3.4.1 内部鋼材の腐食に対する耐久性能の照査	152
3.4.2 コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の照査	152
3.5 桁と床板の接合部の照査	154
3.6 セグメント接合部の耐荷性能の照査	156
3.6.1 前提となる事項の検討	156
3.6.2 接合部の耐荷性能に関する照査項目	157
3.6.3 永続作用支配状況及び変動作用支配状況	157
3.6.4 施工時の照査	163
4 章 横桁	
4.1 部材寸法等の設定	169
4.1.1 有効幅の算出	169
4.1.2 横桁横締め PC 鋼材配置	170
4.2 断面力の算出方法	170
4.3 耐荷性能の照査	170
4.3.1 永続作用支配状況及び変動作用支配状況	170
4.3.2 偶発作用支配状況	175
4.4 耐久性能の照査	176
4.4.1 コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の照査	176
4.4.2 内部鋼材の腐食に対する耐久性能の照査	177
4.5 その他の検討	178
4.5.1 相反応力部材の照査	178
4.5.2 ジャッキアップ位置の照査	178

第3編 資料

PC コンボ橋の設計計算例作成委員会 設立趣意書	181
PC コンボ橋の設計計算例作成委員会 名簿	182
PC コンボ橋の設計計算例作成委員会 WG 名簿	182
委員会履歴	183

第 1 編

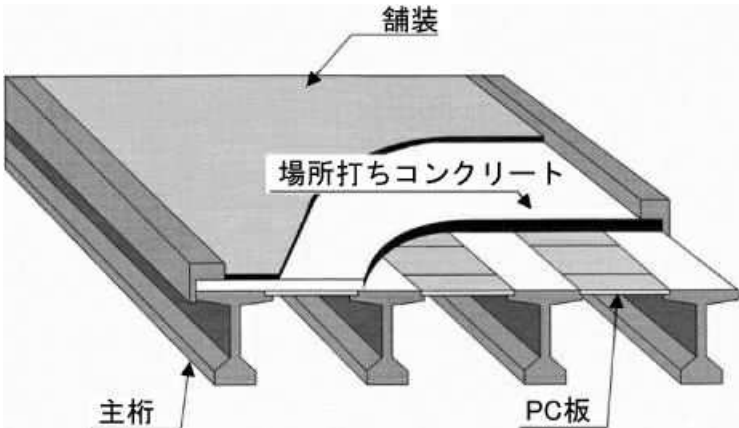
設 計 方 針

【1】PC コンポ橋の概要と特徴および接合部の設定

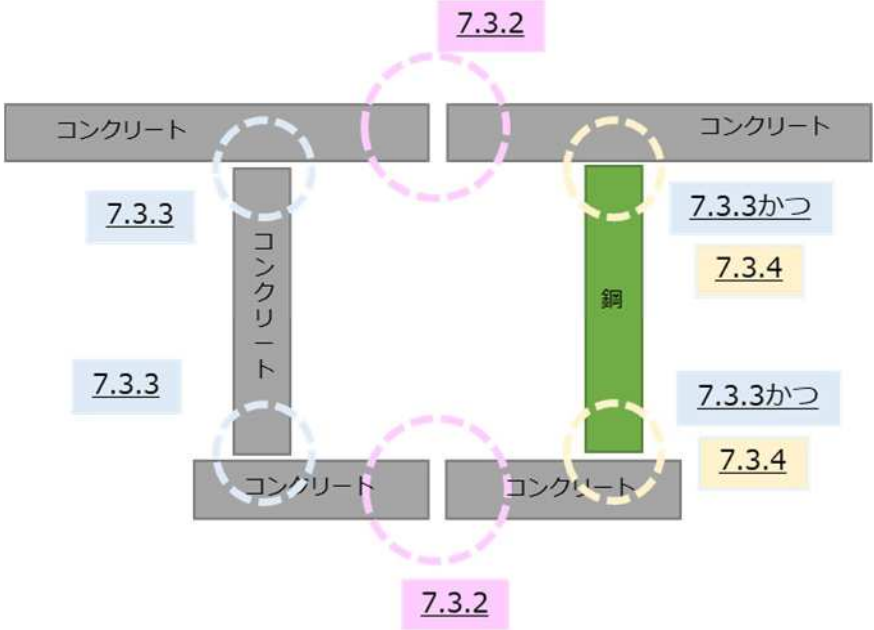
(1) 設計方針の全体像

項目	全体像	参照箇所等																								
本書の全体構成と適用範囲	本書は、平成 29 年に改定された橋、高架の道路等の技術基準（国土交通省 都市局長，道路局長通知，以下道示）に適合するように PC コンポ橋を設計するために PC コンポ橋特有の留意事項を示す。本書は，設計方針と設計計算例で構成される。各々の内容は以下のとおりである。 ● 設計方針：PC コンポ橋の設計にあたって少なくとも知っておくべき以下の事項をまとめたもの。 － PC コンポ橋の定義と構造の特徴 － PC コンポ橋を道示に適合する構造とするための設計上の留意事項 － 特別な条件がなければ性能を達成できると考えられる照査式や構造の詳細 ● 設計計算例：PC コンポ橋の具体的な設計計算例を示したもの。両者の対応は以下のとおりである。 この他，PC 橋やプレキャストセグメント橋の設計に関わる一般的な事項については，別途適切な図書を参考にされたい。 表-1.1.1 PC コンポ橋の設計計算例の構成 <table> <tr> <th>項目</th><th>設計方針</th><th>設計計算例</th></tr> <tr> <td>全体</td><td>【1】PC コンポ橋の概要と特徴および接合部の設定</td><td></td></tr> <tr> <td>計画</td><td></td><td>1 章 橋梁計画</td></tr> <tr> <td>床版の設計</td><td>【2】床版の設計</td><td>2 章 床版</td></tr> <tr> <td>主桁の設計</td><td>【3】主方向の設計</td><td>3 章 主桁</td></tr> <tr> <td>横桁の設計</td><td></td><td>4 章 横桁</td></tr> <tr> <td>構造細目等</td><td>【4】構造細目・その他</td><td></td></tr> <tr> <td>施工・維持管理</td><td>【5】施工・維持管理に引き継ぐ項目</td><td></td></tr> </table>	項目	設計方針	設計計算例	全体	【1】PC コンポ橋の概要と特徴および接合部の設定		計画		1 章 橋梁計画	床版の設計	【2】床版の設計	2 章 床版	主桁の設計	【3】主方向の設計	3 章 主桁	横桁の設計		4 章 横桁	構造細目等	【4】構造細目・その他		施工・維持管理	【5】施工・維持管理に引き継ぐ項目		
項目	設計方針	設計計算例																								
全体	【1】PC コンポ橋の概要と特徴および接合部の設定																									
計画		1 章 橋梁計画																								
床版の設計	【2】床版の設計	2 章 床版																								
主桁の設計	【3】主方向の設計	3 章 主桁																								
横桁の設計		4 章 横桁																								
構造細目等	【4】構造細目・その他																									
施工・維持管理	【5】施工・維持管理に引き継ぐ項目																									

(2) PC コンポ橋の定義

項目	PC コンポ橋の定義	参照箇所等
PC コンポ橋の定義と本書の適用範囲	PC コンポ橋とは、(一社)プレストレスト・コンクリート建設業協会(以下、PC 建協)が断面等の標準化を提案している橋梁構造の一つである。橋梁構造としては「PC 合成床版を有する PC 合成桁橋」であり、その定義は以下のとおりである。(図-1.2.1) ● 主桁に用いるプレキャストセグメントは、JIS A5373 附属書 2 推奨仕様 2-2 道路橋橋げた用セグメントで規定されるものを用いる。 ● 合成床版に用いるプレキャスト PC 板は、JIS A5373 附属書 2 推奨仕様 2-3 合成床版用プレキャスト板で規定されるものを用いる。 ● 道路橋橋げた用プレキャストセグメントを PC 鋼材で連結して主桁を形成し、その主桁間にプレキャスト PC 板を敷設し、その後に主桁上フランジおよび PC 板の上面にコンクリートを現場打設して合成床版を形成する合成桁橋である。 なお、PC 合成床版には様々な構造が考えられ、プレキャスト PC 板と場所打ち部とで合成する床版もその一種であるものの、本書では、これを一般名称である「PC 合成床版」と呼ぶこととする。 PC コンポ橋のイメージ図を図-1.2.1 に示す。  図-1.2.1 PC コンポ橋のイメージ図	

(3) 接合部の定義

項目	接合部の定義	参照箇所等
接合部の定義	平成 29 年に改定された道示Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編では、プレキャスト構造を用いることを前提にした道路橋の技術開発がなされていることも踏まえ、7 章に接合部の規定が明確にされた。7.3 には、接合部の耐荷性能について、7.3.1 に基本事項が規定され、さらに、耐荷力を発揮するためのメカニズム（耐荷機構）別に、次のいずれかに適合する構造となるように設計することが標準とされている。 7.3.2 同じ機能を有するコンクリート部材の連結 7.3.3 異なる機能を有するコンクリート部材の連結 7.3.4 コンクリート部材と鋼部材の連結 たとえば、箱桁の断面方向の設計を例に接合部の分類を仕分けしたものが図-1.3.1 である。これらのいずれにも分類しがたいものは 7.3.1 を満足するように個別に検討を行う必要がある。 また、PC コンポ橋では、必ずしも部材同士の連結とはいえないものの 2 つ以上の構造的な要素を一体化させる部位がある。このような接合については道路橋示方書には標準的な性能検証の考え方が示されていないが、この図書では、7.3 の規定を準用し、そこに求められる性能を満足するように設計する。  図-1.3.1 接合部の分類イメージ PC コンポ橋の接合部には部材同士の接合部として、以下の3箇所が該当する。これらの部位では、一般部としての設計だけでなく、接合部としても技術基準に適合するように設計する必要がある。そこで本設計方針では、接合部の規定を満足し、上部構造に求められる性能を満足させられる構造とするための設計留意点をまとめる。 ④PC 板と場所打ち部の界面については、道示Ⅲ編 7.3.1(2)に規定されているコンクリートと鋼材とが分担して圧縮力および引張力を伝達するする	

構造とはなっていないため、厳密には道示Ⅲ編 7 章接合部には該当しない。しかし、強度の発揮や荷重伝達のメカニズムの実現、またその成立性に関する継時変化への対策を行う点からは、接合部に準じて設計することが適切と考えられることから、本設計方針では道示の接合部（7 章）の規定に適合させるように設計するための留意事項をまとめる。

- ①主桁セグメント同士
- ②主桁上フランジと場所打ち部
- ③PC 板と桁の上フランジ部
- ④PC 板と場所打ち部の界面（PC 合成床版の界面）

一方で、橋軸方向の PC 合成床版同士の界面は、施工の簡略のためプレキャスト PC 板同士を橋軸方向に分離したままとしていることから接合されていない。この点も、PC コンボ橋特有の設計上の留意点であり、接合部としての設計とは別に、設計上の留意点をまとめる。

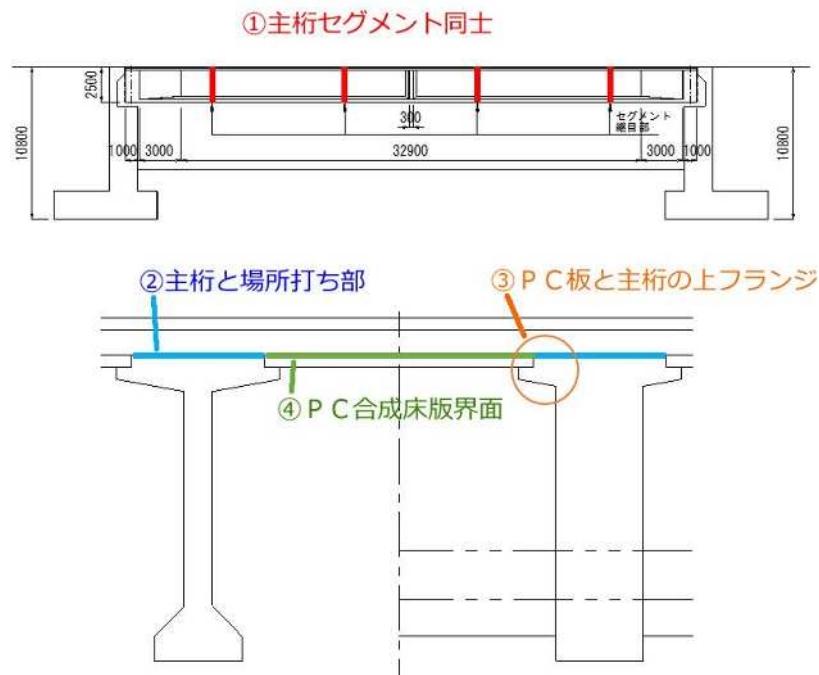


図-1.3.2 PC コンボ橋における接合部

項目	接合部の分類	参照箇所等										
接合部の分類	①主桁セグメント同士の接合部 セグメントを連結して一体化させて主桁として挙動するため、「7.3.2 同じ機能を有するコンクリート部材の連結」に求められる性能を満足するように設計する。 ②主桁上フランジと場所打ち部との接合部 横方向（橋軸直角方向）に対しては、限界状態 1・限界状態 3 とも横方向荷重に対して抵抗する部材であるため、「7.3.2 同じ機能を有するコンクリート部材の連結」に求められる性能を満足するように設計する。 主方向（橋軸方向）に対しては、主方向荷重に対して抵抗する部材であるため、「7.3.2 同じ機能を有するコンクリート部材の連結」として設計を行う。 ③PC 板と桁の上フランジ 「7.3.2 同じ機能を有するコンクリート部材の連結」に求められる性能を満足するように設計する。 ④PC 合成床版界面の接合部 PC 板と場所打ち部との間で確実に合成効果が発揮されて想定される荷重分担が行われ、またそれが成立する期間を所要の信頼性で保持できること、横方向荷重に対しては PC 板と場所打ち部が一体で挙動して抵抗できることが必要である。そのため、これらが達成できるように、接合部の最上位の要求事項である 7.3.1 および 7.3.2 や 11.3 の合成桁の床版と桁の接合部準じた設計を行う。 接合部の照査において、主として該当する道示の章を表-1.3.1 に示す。 表-1.3.1 各接合部に該当する道示の章 <table><tr><th>接合部</th><th>主に該当する道示の章</th></tr><tr><td>①主桁セグメント同士</td><td>道示Ⅲ編「16 章 プレキャストセグメントを連結したコンクリート部材の設計」</td></tr><tr><td>②主桁と場所打ち部</td><td>道示Ⅲ編 11 章 合成桁構造</td></tr><tr><td>③PC 板と桁の上フランジ</td><td>道示Ⅲ編「7 章 接合部」「7.2 一般」(1)～(6), 「7.3 接合部の耐荷機構」</td></tr><tr><td>④PC 合成床版の界面</td><td>道示Ⅲ編「7 章 接合部」「7.2 一般」(1)～(6), 「7.3 接合部の耐荷機構」</td></tr></table>	接合部	主に該当する道示の章	①主桁セグメント同士	道示Ⅲ編「16 章 プレキャストセグメントを連結したコンクリート部材の設計」	②主桁と場所打ち部	道示Ⅲ編 11 章 合成桁構造	③PC 板と桁の上フランジ	道示Ⅲ編「7 章 接合部」「7.2 一般」(1)～(6), 「7.3 接合部の耐荷機構」	④PC 合成床版の界面	道示Ⅲ編「7 章 接合部」「7.2 一般」(1)～(6), 「7.3 接合部の耐荷機構」	
接合部	主に該当する道示の章											
①主桁セグメント同士	道示Ⅲ編「16 章 プレキャストセグメントを連結したコンクリート部材の設計」											
②主桁と場所打ち部	道示Ⅲ編 11 章 合成桁構造											
③PC 板と桁の上フランジ	道示Ⅲ編「7 章 接合部」「7.2 一般」(1)～(6), 「7.3 接合部の耐荷機構」											
④PC 合成床版の界面	道示Ⅲ編「7 章 接合部」「7.2 一般」(1)～(6), 「7.3 接合部の耐荷機構」											

項目	PC 合成床版界面の耐荷機構	参照箇所等
PC 合成床版設計の考え方	JIS A 5373 附属書 B 推奨仕様 B-3 による合成床版用プレキャスト板を用いた PC 合成床版の構造を提案した当初は、PC 板を型枠として、場所打ち部のみで橋の耐荷性能を満足させるように設計させることで、PC 板に不具合があったとしても橋が落橋等に至るような致命的な状態にはなりがたいとの考え方もあった。しかし、PC 板についても実際には応力を分担する。そのため、疲労等に対しても適切に配慮すべきであるし、それならば、応力分担することを考慮して耐荷力も期待することで、PC 合成床版全体として配筋等の合理化ができることから、応力分担を直接的に考慮して、材料等の最小化を行える可能性もある。そのためには、PC 板と場所打ち部の応力分担の成立性やその保持に係わる耐久性、さらには、PC 板と場所打ち部の耐荷力と耐久性など、構造の成立性を説明するうえで明確でないことも課題となっている。 たとえば、道示Ⅲ「7.3.2 同じ機能を有するコンクリート部材の連結」では、接合部には引張力を分担できるメカニズムを適切に付与することを求めている。同じ合成構造である合成桁の桁と床版の接合部については、ずれ止め鉄筋のダウエル作用によるよってコンクリートの付着がなくとも合成効果が得られる構造が標準とされている。また PC 板と場所打ち部の合成の方法如何によっては、PC 板の耐久性やその疲労損傷メカニズムが制御されていないと経年の応力分担の結果として PC 板だけが落下するなど事故も懸念される。また、付着については、「鋼少数主桁橋の床版下面増厚吹付コンクリートはく落・落下事象調査検討委員会最終報告書（平成 27 年 4 月 23 日 中日本高速道路）」 https://www.c-nexco.co.jp/corporate/pressroom/survey/pdf/finalreport.pdf にあるように、コンクリート部材同士については、コンクリートの収縮やばらつきなどから、たとえば鉄筋とコンクリートの付着とは異なり、コンクリート同士の付着力が発揮されることを期待するのは適切でない。しかし、PC 板の JIS の規定では、その上部の場所打ちコンクリート部との間で引張力を伝達するような鋼材の配置などは求められていない。 以下ではこれらの課題も含めて道路橋として求められる信頼性を満足する PC 合成床版を設計するための設計の考え方を示す。 プレキャスト PC 板と場所打ち部が一体となって床版の耐荷性能を満足させるためには、たとえば以下の条件が満足できるように設計することが考えられる。 ● プレキャスト PC 板と場所打ち部の界面の一部または全面が分離したとしても、せん断キーのような機構により界面に沿ったせん断力が分配でき、PC 板と場所打ち部の断面力はこれらを一体の断面として扱って算出できる界面の構造であるように設計する。根	

	拠資料（１）のとおり，JIS の構造についてプレキャスト PC 板厚 80mm，床版支間 2800mm であれば，合成効果を 100%期待でき，上面からの荷重やせん断力に対して PC 板と場所打ち部に分配できることが確認されている。 ● 一方で，床版の耐荷力は，仮に PC 板と場所打ち部が独立していたとしても場所打ち部単独で確保でき，かつプレキャスト PC 板が脱落しないように設計する。 その上で，信頼性も含めた耐荷性能・耐久性能ともに安全側になるように PC 合成床版を設計する方法の一つとして，PC 板，場所打ち部の合成効果が 100%であるとしてそれぞれの断面に作用する断面力を算出し， ● PC 板については，道示Ⅲ9.2 に規定されるプレストレストコンクリート床版 ● 場所打ち部については，道示Ⅲ9.2 に規定される鉄筋コンクリート床版 をそれぞれ満足するように設計することが考えられる。将来的には，PC 合成床版一体としての耐荷性能・耐久性能を制御することも考えられるが，現在，一体としての耐荷力，耐久性を評価できる手法は確立されていない。また，活荷重に対してだけではなく，床版は地震の影響など横荷重に対しても抵抗させる部材であることを考えると，その合成挙動や耐荷力の評価を試験する方法などについても，今後の研究に期待するところが大きい。	
--	--	--

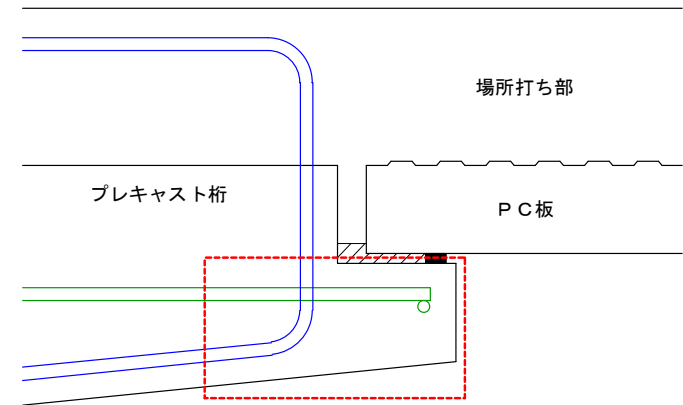
項目	PC 合成床版界面の耐荷機構	参照箇所等
合成効果が成立し続ける期間	PC 合成床版の設計耐久期間は、PC 板と場所打ち部の合成効果を期待できる期間と考えられ、これが道示 I 「1.5 設計供用期間」に示される 100 年の耐久期間を有することを確認する。 一方、プレキャスト PC 板単独や場所打ち部については、限界状態 3 で合成効果が失われても耐荷力を失わないことを確認する。 PC 合成床版としての耐久性能は JIS 規定 PC 板と現場打設する場所打ち部（鉄筋コンクリート版）を模した供試体を用いた輪荷重走行による疲労試験が過去に実施され、輪荷重の履歴の累積に伴う界面での合成効果の経時変化が調べられている。その結果の抜粋は、根拠資料（1）内の輪荷重走行試験結果にまとめられている。実験開始後載荷輪の走行回数の増加に対して、ひび割れは発生せず、たわみも初期たわみからほぼ変化しない。実験では直接的に合成効果の変化を計測してはいないものの、この期間の合成効果については評価できると考えられる。 図-1.3.3 PC 合成床版の輪荷重疲労試験結果（支間中央たわみ）¹⁾ 最初のひび割れ発生 PC板継目位置の場所打ち床版上面 24万回程度 PC板の最初のひび割れ発生 床版下面PC板中央部 33.6万回 終局破壊 512,691回 ● PC 合成床版にひび割れが発生するたわみ（約 1.0mm）と同等のたわみに RC8 床版が達する走行回数は 4 万回程度と少なく、走行回数の増加に伴い緩やかに増加し続ける。 ● 走行回数が 24 万回程度に達するとたわみが急増する。	

	PC 合成床版においてたわみが初期たわみからほぼ変化しない状態が保たれる走行回数（24 万回程度）と、RC8 床版においてたわみが漸増傾向から急増に変化するまでの走行回数（24 万回程度）は、走行回数でみれば同じオーダーである。 PC 合成床版においてたわみが初期たわみ程度である状態から緩やかな増加傾向に変化する理由には、PC 板や場所打ち部それぞれでのひび割れの発生等も含めて明確ではないが、RC8 床版のたわみが緩やかな増加傾向から急増に転じるまでの耐久性と同等以上の耐久性が PC 床版の PC 板と場所打ち部の界面の合成効果にも認められるとみることは可能であろう。 また、PC 合成床版では、たわみが緩やかに増加傾向に転じたのちにおいても、PC 板や場所打ち部のひび割れの発生や進行は、PC 床版または場所打ち RC 床版それぞれ単独で輪荷重試験を行った時の走行回数よりも遅れる。これも、ひび割れ後に両者が界面を介して荷重を分担しているためと考えられる。 以上から、輪荷重の移動載荷の繰り返しに起因する疲労耐久性にという観点からは、JIS 規定 PC 板を用いた PC 合成床版において PC 板と場所打ち部の合成効果を期待できる設計耐久期間は、RC8 床版の輪荷重に対する疲労耐久性に対応する設計耐久期間と同等と考えられる。したがって、PC 板と場所打ち部をそれぞれ適切に設計することで、PC 合成床版としての輪荷重の移動載荷の繰り返しに起因する疲労に関する設計耐久期間として RC8 床版と同程度以上となることは期待できると考えられる。 ただし、たとえば水を張った状態での輪荷重走行試験はこれまで行われていないことなどから考えても、PC 板と場所打ち部の合成効果を期待できる期間に水が与える影響は明らかでない。そこで、PC 床版には水が侵入することが無いように別途の対策を施すことが、耐久性の成立条件になる。また、定期点検等においても、床版への水の浸入の有無について注意を払って点検する必要がある。 参考文献： 1) 共同研究報告書第 215 号：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）－，1998 年 12 月	
--	---	--

項目	PC 合成床版界面の耐荷機構	参照箇所等
留意点	PC 合成床版は PC 板部と場所打ち部とそれらの界面からなることで、供用中、PC 合成床版の接合の状況および荷重分担の状態の把握は PC 床版または場所打ち床版単体よりも難しい。そのため、PC 板が予兆なく落下するような事態は避けられるように、PC 板受け部の構造を工夫しておく必要がある。 耐荷性能の観点から見たときに、持続荷重との組合せ、あるいは地震や風の影響との組み合わせなど複雑な応力状態に置かれることも考えられ、荷重の漸増に対して PC 板は急激に破壊に至らず、PC 板下面にてひびわれが徐々に分散・拡大するような構造になるように設計することが望ましいと考えられる。すなわち、状態が変化している様子を捉えられるような構造にしておくことが考えられる。 また、輪荷重の走行の繰り返しだけを考えても、場所打ち部が踏み抜けたりする前に、PC 板下面で徐々にひび割れが分散、拡大していうように構造を工夫することが考えられる。 以上のように構造を工夫することで、PC 合成床版が突然強度を喪失する可能性や、PC 板が突然の落下するような事態を招く可能性を小さくすることができると考えられる。 ここで用いている PC 板については、JIS A 5373 附属書 2 推奨仕様 2-3 合成床版用プレキャスト板として、配筋等についてこのような挙動になるように工夫されており、根拠資料に示すように載荷試験や輪荷重走行試験でもその挙動が確認されている。その他の方法の PC 合成床版を今後用いたりする場合に、以上の点について留意しておく必要がある。 また、PC 合成床版について、これを PC 板と場所打ち部それぞれを PC 床版や場所打ち RC 床版に分けて設計をするのではなく、一体の構造体としてその耐荷性能や耐久性能を評価できるようにするためには、輪荷重だけでなく、地震の影響など横荷重に対しても抵抗させる部材であることを考えた性能評価方法の研究が必要と考えられる。	

(4) 上フランジ切欠部の設計方法

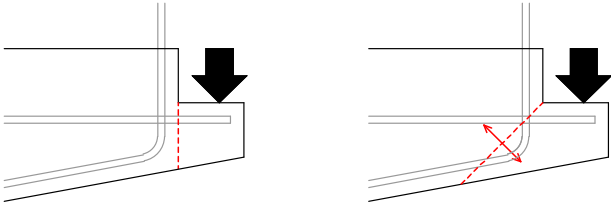
(4-1) 上フランジ切欠部の定義

項目	限界状態と耐荷機構	参照箇所等
上フランジ切欠部の定義	上フランジ切欠部とは、プレキャスト桁上フランジの端部を切り欠いてあご状とした部位である。主桁架設後に無収縮モルタルにより不陸を調整したのち、その上に敷設する PC 板を支持するための部位である。図-1.4.1 に上フランジ切欠部の位置および範囲を示す。  図-1.4.1 上フランジ切欠部の位置および範囲	

(4-2) 耐荷機構

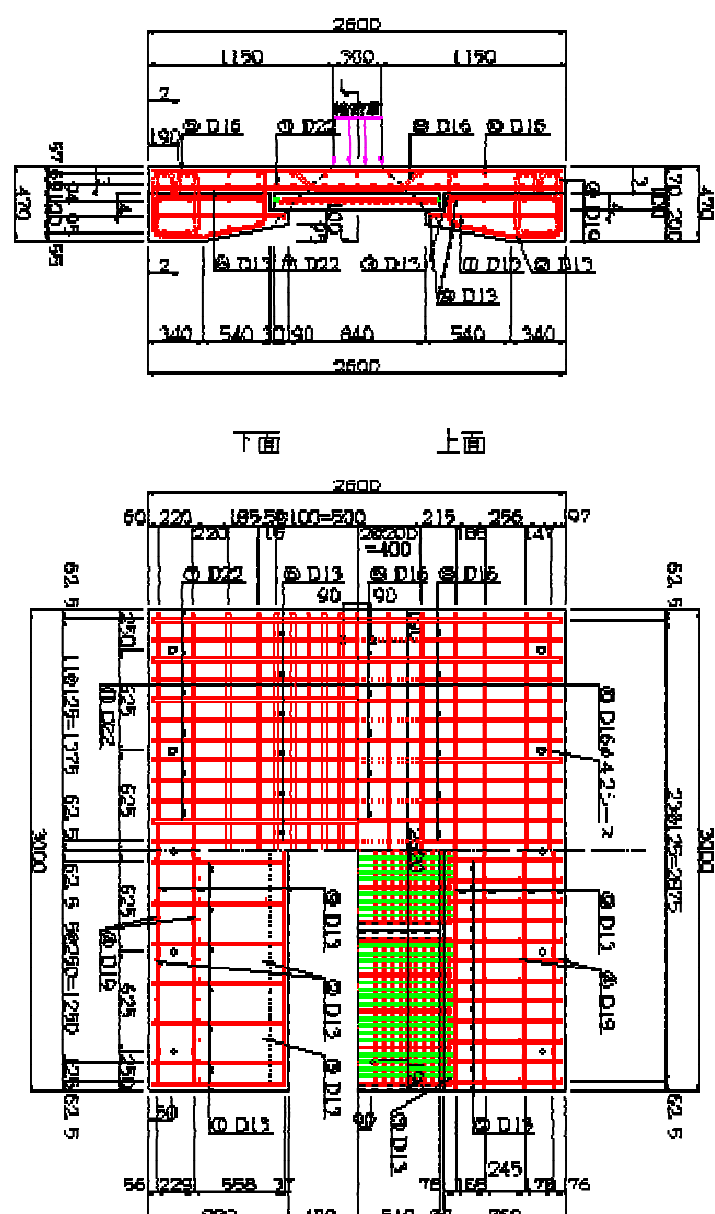
項目	限界状態と耐荷機構	参照箇所等
耐荷機構	PC 合成床版に用いるプレキャスト PC 板である JIS A 5373 附属書 2 推奨仕様 2-3 合成床版用プレキャスト板を載せられるように、主桁に用いるプレキャストセグメントである JIS A 5373 附属書 2 推奨仕様 2-2 道路橋橋げた用セグメントは、上フランジを一部切り欠いている。 切欠部には、その後の施工による死荷重や、完成後には橋が受けるあらゆる作用に応じた応答が生じる。たとえば、活荷重、温度変化、地震や風の影響によって橋が応答するのに応じて、PC 板からの力が、切欠部の上面や、切欠部の上のフランジ側面に作用する。そこで、架設時を含めた様々な外力の組合せに対して PC 板を落下させないようにするためには、主桁間の距離が外力によって変わらないように適当な間隔で横桁などを配置すること、および切欠部について耐荷性能や耐久性能が明らかであるように設計すること、また切欠部が損傷したとしても、突然のプレキャスト PC 板落下に至る前の変状を定期点検等で捉えられ、診断できるような構造にしておくが必要になる。 横桁の配置は、これまでの PC 桁橋の設計実績からしても、それと同程度以上に配置すれば桁間の距離が変わることは防げると考えられる。そこで、PC コンボ橋特有の事項として、切欠部の設計を適切に行うことが非常に重要になり、道示Ⅲ編「7 章 接合部」に規定されるように、あご状の部位である「切欠部」は、特に、PC 板から作用する鉛直力により内部に生じる圧縮応力と引張応力に対して、それぞれ伝達させるためのメカニズムが明らかである構造とする必要がある。 突出部であることや、寸法上の制約を考えると、突出部の基部にて単純せん断が生じるような突出部形状にすることや、それが難しくても、突出部コンクリートにコーベルのような圧縮ストラットと引張りタイを構成する耐荷機構が発現され、上フランジに応力が伝達されるように突出長や突出部の厚さなどの寸法を決定すること、かつ、引張力が生じる範囲にはひび割れが生じたとしてもそのまま貫通しないように、十分な量の鉄筋を配置することが考えられる。 図-1.4.2 上フランジ切欠部の耐荷機構	

(4-3) 設計方法

項目	上フランジ切欠部の設計方法：耐荷性能の照査	参照箇所等
上フランジ切欠部の設計 1) 耐荷性能の照査	■耐荷性能 PC コンポ橋の上フランジ切欠部の設計は、道示Ⅲ5.1.1(1)を満足するように設計を行う。 切欠部の設計においての鉛直荷重の載荷点は突出部の先端であると考えるのが安全側と考えられる。また、形状や配筋はコーベルとしての耐荷機構を発揮できるように決定することが一つの考え方になる。 抵抗断面は通常の片持ちはりとして鉛直方向面（図-1.4.3 左）の他に、主応力方向面（図-1.4.3 右）も考慮する。  図-1.4.3 上フランジ切欠部の照査において考慮する断面 道示Ⅲ編「5.2.12 コーベルの形状及び鉄筋の配置」では、先端付近に荷重を受けるコーベルの形状や鉄筋の配置について、以下のとおり規定されている。 (1) 先端付近に荷重を受けるコーベルにおいては、引張弦材に相当する鉄筋の引張力及びアーチリブに相当するコンクリートの圧縮力によるタイドアーチ的な耐荷機構が成立するように適切に鉄筋を配置し形状を定めなければならない。 (2) コーベルが以下の 1)から 7)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。 1) 面外へのねじれが少なくなる荷重作用位置となるように配慮するとともに、必要な部材厚が確保できる形状とする。 2) コーベルの荷重作用点直下の有効高は、支持幅での有効高の 1/2 以上とする。 3) 引張主鉄筋は、断面引張縁からコーベルの有効高の 1/4 の範囲内に配置する。 4) 引張主鉄筋は、支持幅を超えて前方までのばして配置する。 5) 引張主鉄筋は、定着具を用いて定着するか、先端部で折り曲げて支持部材に定着する。 6) コーベルの両側面には、引張主鉄筋の 40%以上の用心鉄筋を 300mm 以下の間隔で配置する。 7) 最小厚さは 250mm とする。 切欠部は桁の奥行方向に連続しており、一部区間で幅を有する PC 板を支持するときの応力分布は、せん断スパンが短い棒ともいえる単純なコーベルが荷重を支持し、破壊するときとは必ずしも一致せず押	

	し抜き破壊のような形態も考えられるところである。JIS の規格の範囲の桁や切欠き形状を前提に(1)を満足できるように、JIS として規格化した諸元の範囲内で、コーベルと同様の耐荷機構を発揮させることを基本にした本構造特有の形状や配筋が、過去に検討されている。 先述の道示Ⅲ編「5.2.12 コーベルの形状及び鉄筋の配置」に対して、実構造物は(2)5の規定を完全には満足していないが、既往の輪荷重載荷試験（根拠資料（2）【A】【B】）より所要の性能を有していると考えることができる。	
--	--	--

項目	上フランジ切欠部の耐荷機構	参照箇所等
既往の研究および設計への取り入れ	切欠部の破壊形状や強度に関する既往の研究概要を以下に示す。詳細については巻末の根拠資料（２）：上フランジ切欠部の検討結果を参照されたい。 ● JIS で決められている突出部形状や配筋を考慮した二次元・線形弾性の有限要素モデルを用いて有限要素解析が行われている。その結果、切欠部の形状を適切に与えることで、突出部のコンクリート部分には、荷重点から突出部基部にかけて、引張応力が発生する領域はほぼなく、圧縮応力が作用する領域が卓越するようにできることを確認している。 ● 切欠部に着目した実験が行われている。その結果、突出部の形状と配筋を適切に与えることで以下のことを確認している。 － 圧縮部のコンクリートが圧縮破壊等をする前には突出部基部引張側の鉄筋が有効にはたらき、ひび割れが貫通しない。 － 引張側でひびわれが発生すると同時にコンクリートがはずれることがない。 － 荷重点近傍の局所応力により、鉄筋周辺のコンクリートが欠けない。 図-1.4.4 切欠部の配置鉄筋と実験でのひび割れ性状 切欠部に着目した実験は、耐荷性能（破壊メカニズム）を確認するための静的荷重試験と、繰返し荷重に対して耐荷性能が保持される継時性を確認するための定点繰返し荷重試験及び輪荷重走行試験から成り立っている。いずれも JIS で規定される切欠部の形状、配筋を満足する供試体を用いて行われている。 静的荷重試験の結果、荷重点直下の鉄筋は有効に機能し、ひびわれは端部よりも鉄筋に沿って内側に入った箇所と突出部基部の間をつなぐように進展し、基部引張側から貫通することはなかった。 静的荷重試験では、ひび割れ発生荷重は輪荷重の作用に対して 8.9～12.9 倍程度、破壊荷重は 10.1～13.2 倍程度の余裕があった。 また、定点繰返し荷重試験では輪荷重相当の荷重を 200 万回荷重したものの、ひび割れは発生していないことが確認された。	設計方針に関する根拠資料（２）：上フランジ切欠部の検討結果

項目	上フランジ切欠部の設計方法：耐久性能の照査	参照箇所等
上フランジ切欠部の設計 2) 耐久性能の照査	■耐久性能 上記の耐荷機構が保証される期間，すなわち，部材等の設計耐久期間を明らかにすることが求められる。以下では，疲労に対する設計について述べる。この他の鋼材の腐食等に対する設計も，道路橋示方書に基づき適切に行う必要がある。 過去の定点繰返し載荷試験からすると，突出方向の軸方向鉄筋には定着のためのフックはないものの，それに直交する方向に鉄筋が配置されていることで，局所的にひび割れが突出外向きには進展せず，コンクリートが欠けるような挙動が防げている可能性が高い。この点は，奥行き方向にも連続性を有する JIS 桁の特徴を反映して，コーベルの標準的な配筋とは一致させないまでも，曲げを受ける RC の棒部材と同等の耐久性を有する可能性を裏付けている。  図-1.4.5 供試体詳細図	

以上の確認がされた構造を有する切欠部に対して、移動荷重を想定した輪荷重走行試験が行われている¹⁾。その結果の抜粋は、根拠資料(2)内の輪荷重走行試験結果にまとめられているが、概要は以下のとおりである。

載荷試験は、北海道開発土木研究所(当時)の輪荷重走行試験機によって行った。幅 300mm の鉄輪を床版支間直角方向に中央から±1.0m の範囲を回転速度 24rpm にて走行させるものとした(図-1.4.5)。

載荷ステップは、初期荷重は 140kN とし、5 万回走行ごとに順次 40kN ずつ走行荷重を増加させ、最大 260kN とした(図-1.4.6)。この載荷は、RC8 床版で 100 年に相当する載荷である。

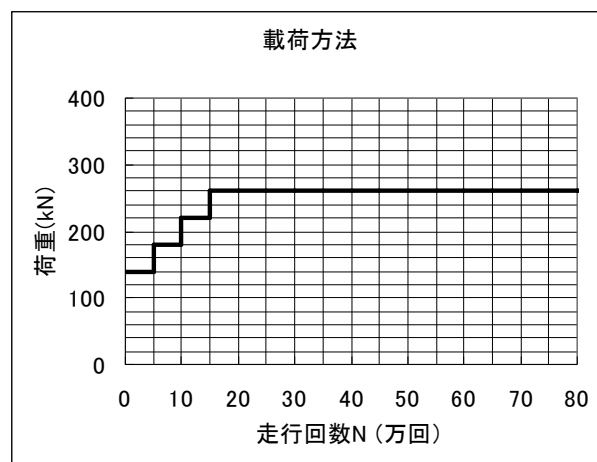


図-1.4.6 載荷ステップ

試験結果の概要は以下のとおりであった。

- 支間中央たわみは 20 万回で荷重を最大として以降ほぼ横ばいとなった(図-1.4.7)。また、ひび割れは荷重が 260kN に達したあとに発生したが、260kN を 31 万回載荷させた以降は新規ひびわれの発生は減少した。

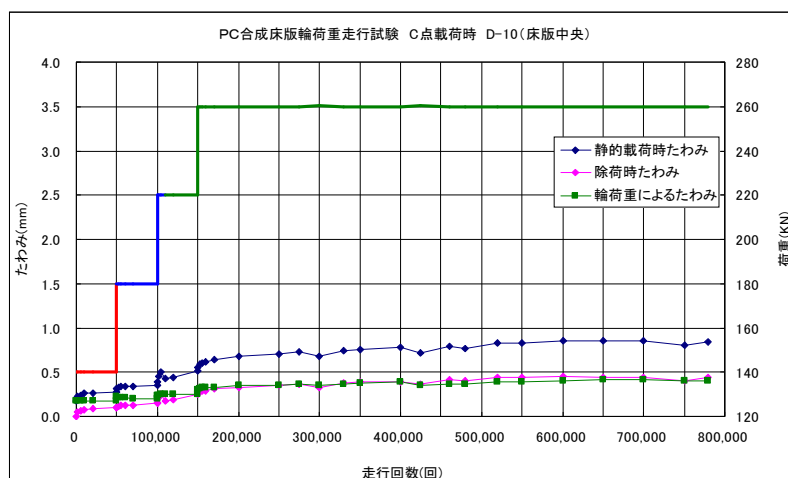


図-1.4.7 上フランジ切欠部に着目した輪荷重疲労試験結果
(支間中央たわみ)

- 供試体を切断し、ひび割れ状況を確認した。切断面には無収縮モルタル部に微細なひびわれが確認されたが、上フランジ切欠部・PC板および場所打ち部にはひび割れは確認できなかった。(図-1.4.8)。

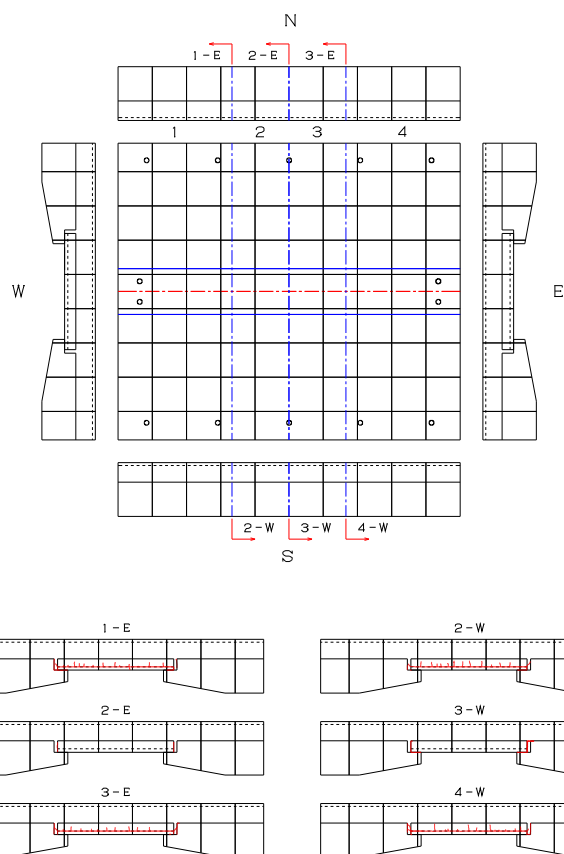
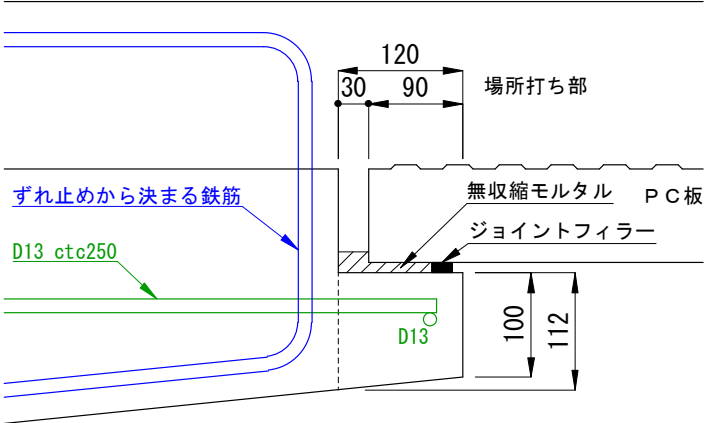


図-1.4.8 供試体切断位置と切断面のひび割れ図

以上より、上フランジ切欠部において、輪荷重の移動載荷の繰り返しに起因する疲労耐久性にという観点からは、設計耐久期間は RC8 床版の輪荷重に対する疲労耐久性に対応する設計耐久期間と同等と考えられる。

ただし、たとえば水を張った状態での輪荷重走行試験はこれまで行われていないことなどから考えても、上フランジ切欠部に対して水が与える影響は明らかでない。そこで、上フランジ切欠部には水が侵入することが無いように別途の対策を施すことが、耐久性の成立条件になる。また、定期点検等においても、床版への水の侵入の有無について注意を払って点検する必要がある。

項目	上フランジ切欠部の設計方法：まとめ	参照箇所等
上フランジ切欠部の設計 3) まとめ	■まとめ 以上の数値解析および実験結果からすれば、切欠部・突出部の形状、配筋、材質が JIS 桁の規格の範囲であれば、切欠部の形状や配筋については、輪荷重の作用に対する耐荷力・耐久性のいずれの観点についても、個々の橋の設計では特段の検討が不要であると考えられる。一方、実際の設計においては、突出部直交方向にも鉄筋を配置することが極めて重要であることが分かる。以上を満足する方法として以下が特定できる。 ・切欠き上の PC 板の掛かり長を確保する（60mm 以上）。 ・切欠き上の PC 板設置位置を確保する（前面から 30mm 程度）。 ・切欠き付け根厚を確保する（実験に用いた供試体での寸法 112mm 以上）。 ・切欠き上縁の鉄筋径・間隔・先端かぶりを確保する（D13_{ctc250} 以上の鉄筋量、かぶり 30mm）。 ・切欠き上縁の鉄筋端部に配力筋（D13 以上）を配置する。 ・場所打ち部とのずれ止めにて決定する鉄筋を配置する。  図-1.4.9 上フランジ切欠部の標準構造および標準配筋の例 参考文献： 1) (独) 北海道開発土木研究所・(社) プレストレスト・コンクリート建設業協会共同研究報告書：PC 合成げた橋（PC 合成床版タイプ）上フランジ切欠部の輪荷重走行に対する耐久性に関する共同研究報告書，2006 年 3 月	

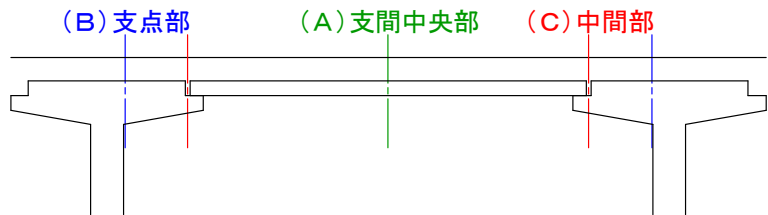
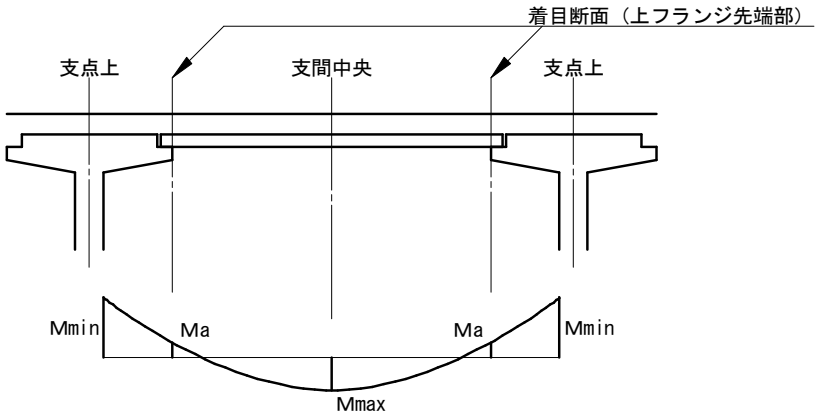
項目	上フランジ切欠部の設計方法：前提条件	参照箇所等
前提条件	上フランジ切欠部が所要の性能を有するためには、以下の前提条件を満足する必要がある。 (1) PC 板が相対的にずれることがない。 PC 板がずれた場合は載荷点が変わることになるとともに、受け持つ荷重が増加するため危険側となる。 この項目について、PC 板の回転に対しては、PC 板を主桁と直角方向に配置することにより対応する。橋軸直角方向へのずれに対しては、PC 板支持のための材料（たとえば無収縮モルタルなど）を PC 板下面よりもわずかに上まで注入して拘束することで対応する。さらに、PC 板の掛かり長を可動長以上取ることで、脱落を防止する。 (2) PC 板が均等に上フランジ切欠部に断面力（支持力）を伝達する。 PC 板にも、上フランジ切欠部にも、その接触部分にはできるだけ応力集中が生じないようにしておく必要がある。ただ、道示Ⅲ 5.1.1(2)に対して、本構造では複雑な応力分布になることや、設置誤差によって不均等な荷重がかかる可能性がある。その対応を以下に示す。 1) PC 板の載荷点には、鉄筋を配置する。 2) 実施工では、局所的な影響が発生しないよう、PC 板を受ける部分は PC 板を仮設置した後に無収縮モルタルを打設して、なるべく橋軸および橋軸直角方向に均等に荷重がかかるようにする。 3) ただし、切欠部への鉛直作用荷重は、2)を行ったとしても、PC 板の載荷による解析では、作用荷重を切欠部端部に集中載荷（橋軸方向には線荷重として載荷）する。 図-1.4.10 ジョイントフィラー	道示Ⅲ編 5.1.1 部材設計の基本
未確認事項	切欠部の耐荷力や耐久性についてはその性能や確認方法も含めて不明な点がある。少なくとも以下の点については、現時点において設計の際に対処する必要がある。 1. 耐荷力や耐久性に関する各種の実験においては、水の浸入の影響は考慮されておらず、輪荷重の繰返し載荷と組み合わせられることで、基部引張側のコンクリートや鉄筋の耐荷機構の継時性に影響を与えることも否定できない。また、水の浸入に対して、その滞留の状態が制御できないことから、基部引張側の鉄筋の腐食の発生や、	

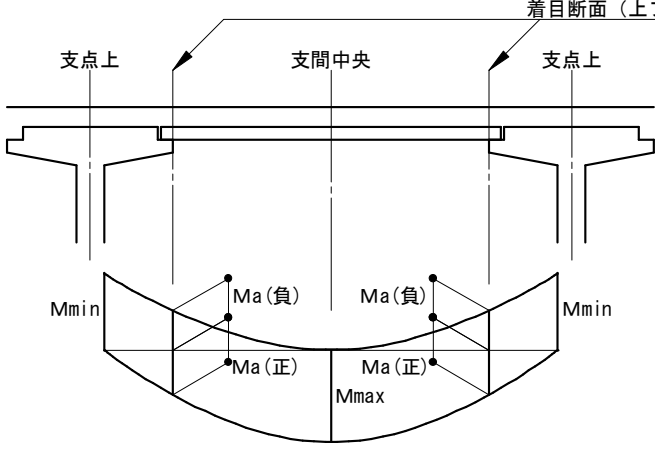
	一旦発生した場合にはその進展が早い場合があることも懸念される。一方で、この部分は点検や修繕などの維持管理を行うことは困難である。以上を考えると、水の浸入・滞留を防ぐことが非常に重要である。また、必要に応じて、鋼材に対する防食を施しておくなども検討するのがよいと考えられる。 2. 上面鉄筋の下に無筋のコンクリート部分が広がっている。この部分は通常のかぶりよりも厚い。これまで、高欄水切り部下の無筋コンクリート部分の落下事故なども生じていることの類似性や、これに加えて、直接輪荷重を受ける可能性ある部位の直下であることも考えたとき、将来的にコンクリート塊の落下等が生じるかどうか不明であるものの、生じることも前提にすると割り切った対応を事前にしておくなど、必要に応じて適切な対応を事前に施すことも検討するのがよいと考えられる。 3. 切欠部の寸法や鉄筋位置等を実験で確認したものと変える場合には、別途必要な検討を行う必要がある。	
--	--	--

【2】床版の設計

(1) 床版の橋軸直角方向の検討

(1-1) 検討断面と設計断面力

項目	限界状態と耐荷機構および設計方法	参照箇所等
検討断面	PC コンボ橋の床版における橋軸直角方向の検討は、 (A) 支間中央部断面（正曲げ領域における PC 合成床版） (B) 支点部断面（負曲げ領域で主桁上フランジと場所打ち部との合成床版） (C) 中間部断面（正曲げ・負曲げとも作用）が対象である。  図-2.1.1 床版の検討断面	
床版の設計断面力	(A)支間中央部、(B)支点部の設計断面力は、道示Ⅲ9.2.3 床版の設計曲げモーメントによる。一方、(C)中間部の設計曲げモーメントは、過少な評価とならないように留意して、以下のように算出する。 【死荷重、雪荷重】 支間中央の正曲げモーメントと支点部の負曲げモーメントの設計値を通る放物線で補間する。  図-2.1.2 床版中間部の死荷重による曲げモーメントの設計値 【活荷重】 正曲げについては、支間中央を支間曲げモーメントの設計値 $M_{\max}$、支点部を 0 とし放物線ですりつける。 負曲げについては、支点部を支点曲げモーメントの設計値 $M_{\min}$、支間中央部を 0 とし放物線ですりつける。	設計計算例 2.2 床版の設計断面力

	 図-2.1.3 床版中間部の活荷重による曲げモーメントの設計値	
場所打ち部の収縮の影響の評価	PC 合成床版はプレキャスト部材の上に場所打ちコンクリートを打設することとなるため、両者の材齢差や材料特性の違いにより収縮差が発生する。一般には場所打ち部の方が収縮量は大きくなる。 したがって、床版の設計においては、この収縮差を考慮する。収縮量は材料・養生方法・環境条件等により異なるため、物件ごとに評価する。	

(1 - 2) 床版の荷重伝達機構

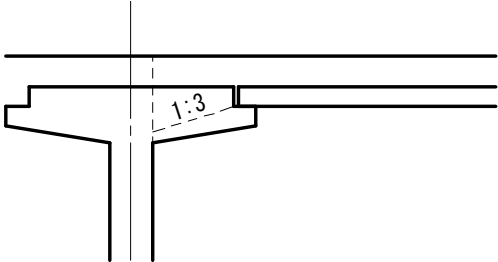
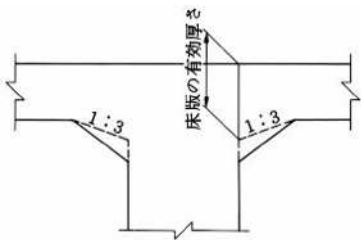
項目	床版の荷重伝達機構	参照箇所等
PC 合成床版での荷重伝達機構	PC 合成床版において、荷重が載荷された際に接合部であるプレキャスト PC 板と場所打ち部との界面にはせん断力が発生する。このせん断力に対して、プレキャスト PC 板の上面に設けた凹凸形状により、プレキャスト PC 板と場所打ちコンクリートは一体構造となって挙動する。このせん断抵抗性能については、根拠資料 (1) に示すとおりである。 限界状態 1 では床版が一体となって挙動し、輪荷重の載荷により発生する圧縮応力度に対しては場所打ちコンクリート、引張応力度に対してはプレキャスト PC 板のプレストレスが抵抗する。(図-2.1.5 参照) 限界状態 3 では、プレキャスト PC 板と場所打ちコンクリートが一体となっているかどうか、試験結果が少なく不明である。実用上は一体性が失われても耐荷力を失わないように設計する。	
上フランジ切欠部での荷重伝達機構	接合部には、道示Ⅲ編「7.3.2 同じ機能を有するコンクリート部材の連結」の 2)において「連結される部材相互の温度及び乾燥による変形量の違い、剛性の違い等により、接合面に発生する引張力に抵抗できるよう、十分な鉄筋が配置されている」ことを満足しなければならないと規定されている。 上フランジ切欠部では、ずれ止め鉄筋が貫通して配置されていない。そのため、完全に一体化したとはいえないものの、プレキャスト PC 板にかかる横方向圧縮力については、切欠部コンクリートを介して PC 桁上フランジに伝達されるものとする。 図-2.1.4 上フランジ切欠部における横方向圧縮力の伝達機構 この根拠として、もし切欠部が無効であるとする横方向圧縮力はプレキャスト PC 板→上床版場所打ち部→主桁上フランジと伝達されることとなるが、この場合プレキャスト PC 板と上床版場所打ち部との界面には大きなせん断力が発生することになる。しかし、既往の実験においてこのようなずれせん断は確認されていないことから、横方向圧縮力は切欠部コンクリートを介して PC 桁上フランジに伝達されるものとした。	

(1-3) 耐荷機構に基づく設計方法

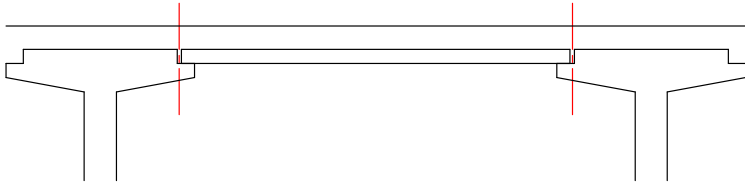
(A) 支間中央部断面

項目	耐荷機構に基づく設計方法	参照箇所等
PC 合成床版 の設計	(1) 設計断面力および応力度の算出 床版の活荷重による設計曲げモーメントは、道示Ⅲ編「9.2.3 床版の設計曲げモーメント」による。死荷重および特殊荷重は道示Ⅰ編「8章 作用の特性値」により算出し、これらの荷重について道示Ⅰ編「3.3 作用の組合せ」により設計曲げモーメントを求める。 この設計曲げモーメントから、PC 板と場所打ち部は合成されているものとして発生する断面力を算出する。そして算出した断面力に対して PC 板は道示Ⅲ編 5 章のプレストレストコンクリートの規定、場所打ち部は鉄筋コンクリートの規定を満足させるよう設計を行う。 なお、PC 板と場所打ち部は、それぞれコンクリートの設計基準強度・材齢・プレストレスが異なるため、収縮やクリープ特性が異なるため収縮差が部材内力としてはたらくので、断面力の算出にあたってはこれを評価する。	設計計算例 2.2 床版の設計断面力 2.3 床版の降伏曲げモーメント・破壊抵抗曲げモーメントの特性値の算出
図-2.1.5 限界状態 1 での PC 合成床版の応力度分布 限界状態 3 の検討においては、PC 合成床版としての両者の曲げ破壊抵抗能力の重ね合わせの効果が不明であることから、安全側の配慮として合成効果を考慮せず、PC 板と場所打ち部の応力分配において合成効果を考慮せず、場所打ち部のみまたは、PC 板のみのいずれか一方のみでも所要の耐荷力を有することを確認する。ただし、一般には、PC 板側面と桁側面の間には水平方向の貫通鉄筋が配置されていないなど連続化されていない一方で、場所打ち部は桁間の荷重分配機能を担い続ける必要があること、橋軸方向の設計において PC 板同士はあえて連続化しておらず場所打ち部は荷重分担を担うことを考慮すれば、場所打ち部についてこれを満足させることが重要と考えられる。 参考文献： 共同研究報告書第 215 号：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）－，1998 年 12 月		

(B) 支点部断面

項目	耐荷機構に基づく設計方法	参照箇所等
接合部としての挙動	支点部はプレキャスト部材である主桁と場所打ちの床版部との合成構造である。そのため、道示Ⅲ編「11章 合成桁構造」において、「11.3 桁と床版との接合部」、「11.4 床版部の構造」に準拠する構造とする。	
床版の設計	支点部の橋軸直角方向の設計は、接合部としての設計と床版としての設計を行う必要がある。 (A) 接合部としての設計 接合部としての設計は、道示Ⅲ編「11.3 桁と床版との接合部」を満足するように設計する。 (B) 床版としての設計 床版としての設計では、道示Ⅲ編「9章 床版」を満足するように設計する。	設計計算例 2章 床版
支点部断面の有効断面	床版の支点部は負曲げ領域であり、上縁側に引張力、下縁側に圧縮力が作用する。したがって、耐荷機構は、上縁側では鉄筋により引張力に抵抗し、下縁側ではコンクリートにより圧縮力に抵抗することとなる。 また、支点部はハンチ形状となるため、有効断面は道示Ⅲ編 9.2.7の規定に従い設定することとなる。(1-2)で述べたとおり、床版曲げにより作用する圧縮力はプレキャストPC板から上フランジ切欠部の間詰めコンクリートを経て上フランジに伝達されるため、図-2.1.6のように上フランジ切欠部の下端から1:3の部分をとるものとする。  図-2.1.6 床版支点部の有効断面の取り方 (参考) 道示Ⅲ編 図-9.2.6  図-9.2.6 ハンチ部の床版の有効高さ	道示Ⅲ編 9.2.7 床版のハンチ

(C) 中間部断面

項目	耐荷機構に基づく設計方法	参照箇所等
接合部としての挙動	PC コンボ橋の床版において、中間部は断面が急変することや、正曲げと負曲げの両者が作用すること、PC 板、場所打ち部、PC 桁端部の部位であることから、検討を行う断面として代表させるべき断面の一つである。中間部断面の上縁部は床版場所打ち部であり道示Ⅲ編 5 章の鉄筋コンクリート床版の規定を満足するように設計を行う。 有効断面は、支点部断面と同様に、上フランジ切欠部の下端から 1:3 の部分を有効断面として設計を行う。 中間部（上フランジ先端部）  図-2.1.7 PC 板支持部の照査位置	

(1 - 4) 構造細目

項目	構造細目	参照箇所等
場所打ち部の 最小全厚	PC 合成床版は、PC 板と場所打ち部の合計厚さが道示Ⅲ編「9.2.4 床版の最小全厚」の規定を満足する必要があるが、さらに場所打ち部のみでも最小全厚として 160mm を確保することを基本とするのがよい。 これは（２）で示す通り、橋軸方向については場所打ち部のみで設計を成立させる必要があること、並びに、前述のとおり場所打ち部は場所打ち鉄筋コンクリート床版として必要な性能を発揮できる必要がある。特に、押抜きせん断に対しては主に床版厚で耐荷性能が決定されるため、場所打ち部のみで最小全厚の 160mm を確保することは安全側と考えられること、PC 板と舗装の間に位置するため点検や修繕を行うことも容易でなく、場所打ち部単独でも床版として成立できることが維持管理の容易さにつながること、また、合成桁としての特性を考えたときには、場所打ち部のみで構造が成立している必要があることが理由である。	道示Ⅲ編 9.2.4 床版の最小全厚

（２）床版の橋軸方向の検討

項目	限界状態と耐荷機構および設計方法	参照箇所等
設計の方法	PC コンボ橋の床版における橋軸方向の検討は、支間中央部（PC 合成床版部）が対象である。 道示Ⅲ9.3, 9.4 鉄筋コンクリート床版の該当箇所に従って設計を行う。	
限界状態に対する設計方法	床版の橋軸方向における照査において、プレキャスト PC 板は橋軸方向に連続させていないので、プレキャスト PC 板は有効断面とはならず、場所打ち部のみで荷重支持できる必要がある。そのため、場所打ち部のみを抵抗断面とし、RC 部材として設計する。	設計計算例 2.5 橋軸方向の床版の設計

（３）床版の押抜きせん断の検討

項目	限界状態と耐荷機構および設計方法	参照箇所等
限界状態 耐荷機構 設計方法	PC コンボ橋の場所打ち部における押抜きせん断に対する設計は、道示Ⅲ編 9.3.2 および 9.4.2 を満足するように行う。このときの有効断面は合成桁としての特性から、場所打ち部だけで構造が成立していることが必要であるため、PC 板を除いた場所打ち部を有効断面とする。	

(4) PC 合成床版界面の接合部の設計方法

項目	PC 合成床版界面の設計方法	参照箇所等
設計方法	上記より、PC 合成床版界面の設計方法は、以下のとおりとする。 (1) プレキャスト PC 板の上面の形状は、道示Ⅱ「11.2.11 PC 合成床版のずれ止め形状及び配置」における図・解 11.2.3 による。 (2) 橋軸直角方向の検討では、プレキャスト PC 板と場所打ち部との間で合成効果を見込めるものとして、道示Ⅲ編「9.2 鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版」を満足するように行う。 (3) 橋軸方向の検討では、プレキャスト PC 板と場所打ち部との間で合成効果は見込まずに、道示Ⅲ編「9.2 鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版」を満足するように行う。	
設計・施工の前提	本編でいう PC 合成床版は、JIS A 5373 附属書 2 推奨仕様 2-3 合成床版用プレキャスト板（以下、JIS 規定 PC 板）と現場打設する場所打ち部（鉄筋コンクリート床版）の間に合成効果が期待でき、それぞれの断面力（応力）の評価では、合成効果を見込めるように設計するものである。 PC 合成床版の施工方法は、床版支間部においてプレキャスト PC 板を敷設したうえで鉄筋を組み立て、コンクリートを現場打設するものであり、プレキャスト PC 板と場所打ち部との間のせん断力に対して、合成効果が発揮されるような構造とすることが求められる。後述するとおり既往の実験などによれば、上述の JIS 規定 PC 板では、上面に道示Ⅱ「11.2.11 PC 合成床版のずれ止め形状及び配置」での図・解 11.2.3 による凹凸形状が設けられており、特別な条件がない場合には、その噛み合わせで所要の合成効果が発揮されるようになっている。 図-2.4.1 道示Ⅱ図・解 11.2.3 による上面の形状 図-2.4.2 PC 合成床版の構造（1）橋軸直角方向 一方、橋軸方向については、施工法の関係から分割して製作されるプレキャスト PC 板を敷設し、その上に場所打ち部を構築することに	

なる。そのため、橋軸方向においては場所打ち部が主桁のフランジとして有効になるようにプレキャスト PC 板間を跨いで一体となるように設計・施工するものの、プレキャスト PC 板同士は板幅ごとに独立して挙動し、不連続なままの状態が保たれるように設計・施工することとなる。

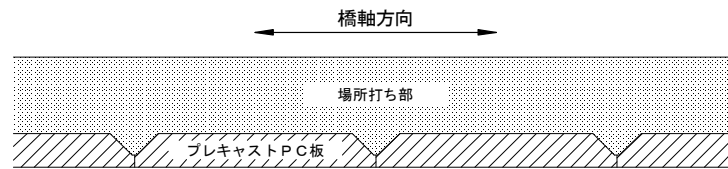


図-2.4.3 PC 合成床版の構造（2）橋軸方向

【3】主方向の設計

（１）曲げに対する検討

主方向の曲げに対しては、これまで実施されている一般的なプレキャスト PC 桁を用いた設計と同じ手法を用いる。主方向の曲げについては橋梁の設計で最も重要な事項であることから、あらためてここに示すものである。

PC コンボ橋の主方向に対しては、主桁のセグメント同士の接合部と主桁一般部が対象である。

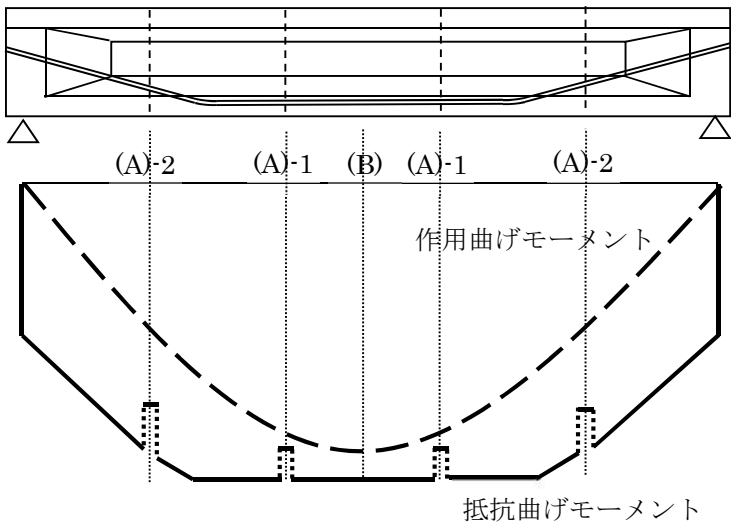
（A）主桁のセグメント同士の接合部

項目	限界状態と耐荷機構および設計方法	参照箇所等
曲げに対する設計方法	主桁のセグメント同士の接合部での曲げに対する設計は、道示Ⅲ編「5.6 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態 1」および「5.8 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態 3」による。	設計計算例 3 章 主桁 3.2 断面力の算出 3.3 耐荷性能の照査
有効断面	橋軸方向の検討を行う場合、抵抗断面として PC 板は有効とみなさず、主桁と場所打ち部のみを設計計算での有効断面として抵抗する。 主方向に対する床版の有効幅は、道示Ⅲ編「10.2.2 曲げモーメント又は軸方向力に対する有効断面」のとおりとする。	設計計算例 3.3.2(4)1) 主桁の抵抗断面について

（B）主桁一般部

項目	限界状態と耐荷機構および設計方法	参照箇所等
曲げに対する設計方法	主桁一般部での曲げに対する設計は、道示Ⅲ編「5.6 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態 1」および「5.8 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態 3」による。	設計計算例 3.3 耐荷性能の照査
有効断面	有効断面の扱いについては、主桁のセグメント同士の接合部での扱いと同様に、PC 板は有効とみなさず、主桁と場所打ち部のみを設計計算での有効断面とする。 主方向に対する床版の有効幅は、道示Ⅲ編「10.2.2 曲げモーメント又は軸方向力に対する有効断面」のとおりとする。	

(C) 部材内での断面位置による留意点

項目	耐荷機構と照査項目	参照箇所等
検討断面位置による留意点	主桁の曲げに対する照査断面は、一般に支間中央部とセグメント同士の接合部である。 支間中央部は作用曲げモーメントが最大となる断面であり、またセグメント同士の接合部は、一般部に比べて抵抗曲げモーメントが小さくなる断面である。 図-3.1.1 は単純 PC コンボ橋の曲げに対する状況のイメージ図であり、破線が作用曲げモーメント、実線が抵抗曲げモーメントを示す。 セグメント同士の接合部として(A)-1、(A)-2 があり、ここでは抵抗曲げモーメントは一般部に比べて小さくなるため、セグメント同士の接合部としての抵抗力を算出して照査を行う。 支間中央部(B)は作用曲げモーメントが最大となる断面位置であり、この断面では一般部として抵抗曲げモーメントを算出して照査を行う。  図-3.1.1 位置による作用曲げモーメントと抵抗曲げモーメント なお、セグメント分割の位置、補強方法（材料強度、PC 鋼材の本数・配置、鉄筋配置）等によって抵抗曲げモーメントと作用曲げモーメントとの比率（いわゆる安全率）が異なるため、どの断面がクリティカルになるかは一概には決定できない。当然のことながら、すべての断面で抵抗曲げモーメントが作用曲げモーメントよりも大きくなることを確認しなければならない。	設計計算例 3.3.2 断面力の算出

(D) 鉄筋拘束の影響の考え方

項目	耐荷機構と照査項目	参照箇所等
鉄筋拘束の影響の考え方	プレストレス力の計算にあたっては、道示Ⅲ5.4.2(1)1)に示されており、鉄筋の拘束の影響を考慮する。ただし、実設計においては、以下の点に留意する。 ● 主桁のセグメント同士の接合部でのプレストレス力の算出にあたっては、鉄筋が連続していないため鉄筋拘束の影響は考慮しない。 ● 主桁一般部でのプレストレス力の算出にあたっては、鉄筋拘束の影響を考慮する。 ● 不静定構造の場合、床版場所打ち部に配置される鉄筋は、床版が有効になる段階以降のクリープ・収縮に対して鉄筋拘束の影響を考慮する必要がある。しかし、この鉄筋はクリープ・収縮を抑える方向にはたらくため、実際の挙動は設計計算での構造系完成時とクリープ終了時の中間に位置する。したがって、構造系完成時とクリープ終了時の両方で構造が成立すれば、床版場所打ち部の鉄筋による拘束の影響の検討は必要ない。	道示Ⅲ編 5.4.2 プレストレスを導入する構造

(2) 主桁のせん断およびねじりに対する検討

(A) 主桁のセグメント同士の接合部

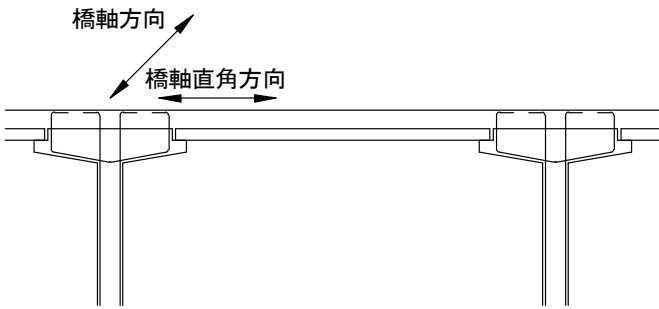
項目	限界状態と耐荷機構および設計方法	参照箇所等
限界状態 耐荷機構	セグメント同士の接合部において、せん断力およびねじりに対しては、接合部に配置されたせん断キーで抵抗する。	道示Ⅲ編 16.4 コンクリートの打設を伴わない接合部
せん断に対する設計	主桁のセグメント同士の接合部のせん断力およびねじりに対する設計は、道示Ⅲ編「16.4 コンクリートの打設を伴わない接合部」によりせん断キーの照査を行う。 プレキャストセグメント同士の接合面の摩擦による分担については、道示Ⅲ編 16.4.1(7)の規定にあるように、塗布された接着剤による接着力や導入されたプレストレス力による摩擦力が発揮されるが、メカニズムが異なる抵抗機構を一つの接合面で協働させるように設計しても、破壊に至るまでの抵抗機構の分担率の制御が困難であるため、原則的には摩擦力を見込まない設計を行う。ただし、摩擦力による分担ではなく、多段接合キーの強度がプレストレスにより増加する効果が実験で確認され、その抵抗機構が成立する範囲で多段接合キーが設計されている場合には、プレストレスの効果を接合キーの強度に見込むことが考えられる。その場合、多段接合キーの抵抗機構に関する成立性について、過去の実験結果を参考にしたり、新たに実験を行い確認する場合には、道示Ⅰ編 1.8.2 の条文や解説を参考に個別に検討する必要がある。	設計計算例 3.6 セグメント接合部の耐荷性能の照査

(B) 主桁一般部

項目	限界状態と耐荷機構および設計方法	参照箇所等
限界状態 耐荷機構	主桁一般部において、せん断力およびねじりに対しては、一般的なPC桁と同様の耐荷機構である。 限界状態1は、コンクリートの斜引張応力に対する抵抗力で抵抗できる限界となる。 限界状態3は、せん断補強筋およびPC鋼材緊張力の鉛直分力で抵抗できる限界となる。 限界状態3の考え方として、 (1) 荷重分配機能が失われて桁ごとにかかる荷重が増えても破壊しない。 (2) 荷重分配機能が維持されて格子構造全体で破壊に至らない。 の2とおりの考え方があるが、桁に対する検討では(1)>(2)であるので、(1)で安全となるように桁の照査を行うことを基本とする。この場合、荷重分配機能が失われることを再現するために、ねじり剛性を考慮しないモデルとする。 また、限界状態3では主桁にひび割れが生じてねじり剛性が低下している状態である。このときのねじり剛性は評価が困難であり、ねじ	道示Ⅲ編 5.6 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態1 5.8 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態3

	り剛性を 0 として設計を行うことは安全側の評価となる。 以上より、限界状態 3 の検討では、主桁のねじり剛性を 0 としてモデル化することにより設計を行うこととする。	
せん断に対する設計	主桁一般部において、せん断力およびねじりに対する設計は、道示Ⅲ編「5.6 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態 1」および「5.8 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態 3」による。	設計計算例 3.3.4 永続作用支配状況及び変動作用支配状況

(3) 主桁上フランジと場所打ち部との接合部におけるせん断に対する検討

項目	限界状態と耐荷機構および設計方法	参照箇所等
接合部の設計	主桁と場所打ち部との接合部のせん断に対する設計は、道示Ⅲ編「11.3 桁と床版との接合部」による。 なお、ずれせん断力は、橋軸方向と橋軸直角方向の足し合わせを行う。  図-3.3.1 ずれせん断の方向性	設計計算例 3.5 桁と床板の接合部の照査

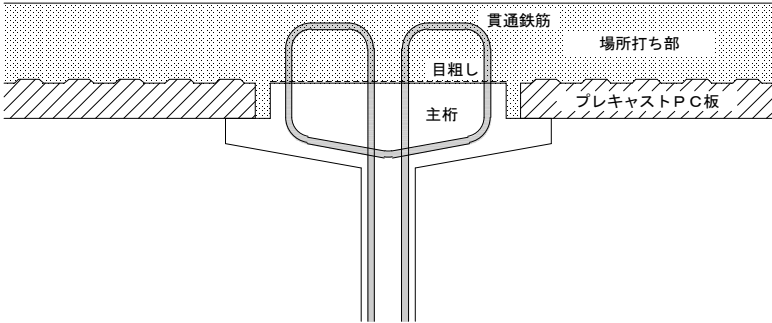
(4) 接合部の設計方法

(4-1) 主桁セグメント同士の接合部の設計方法

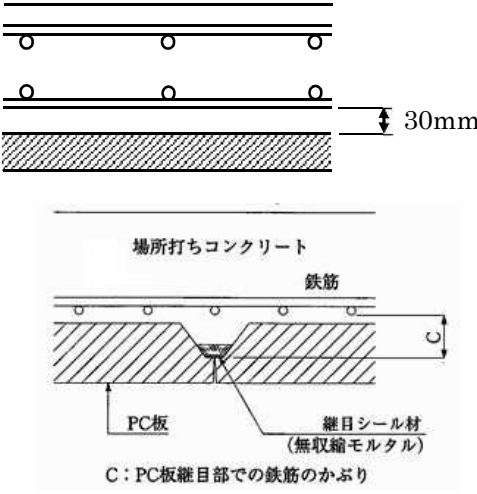
項目	主桁セグメント同士の接合部の設計方法	参照箇所等
設計方法	主桁セグメント同士の接合部は、道示Ⅲ編「5.6 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態1」,「5.8 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態3」および「16章 プレキャストセグメントを連結したコンクリート部材の設計」を満足するように設計する。	

(4-2) 主桁上フランジと場所打ち部との接合部の設計方法

項目	主桁上フランジと場所打ち部との接合部の設計方法	参照箇所等
設計方法	主桁上フランジと場所打ち部との接合部の設計は、道示Ⅲ「11章 合成桁構造」を満足するように行う。	

項目	PC板と桁の上フランジ	参照箇所等
上フランジ切欠部での合成効果と有効断面	上フランジ切欠部とプレキャストPC板とは、単にPC板が切欠部に上載されているのみで、その合成効果が確実に確保されるような構造としての設計はしていない。そこで、主桁の設計において、プレキャストPC板は有効断面としてみなさない。  図-3.4.1 主桁上フランジ切欠部付近の構造	

【4】構造細目・その他

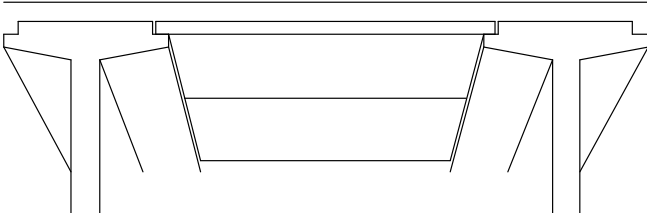
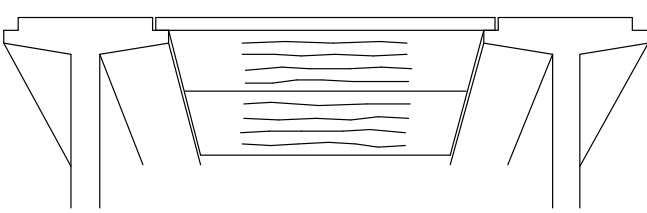
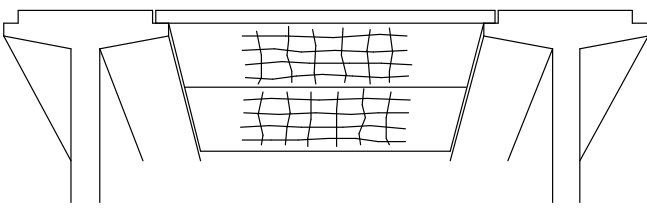
項目	前提条件および検討方針	参照箇所等
場所打ち部のあき	鉄筋位置をできるだけ下側にして引張領域に鉄筋を配置した場合、コンクリートが鉄筋周囲に十分に行き渡っているか確認できない。そのため、確実にコンクリートが鉄筋周囲に行き渡ることを保証するため、場所打ち部の下側鉄筋は、PC板とのあきを30mmとして配置する。ただし、塩害対策区分では、PC板継ぎ目部において道示Ⅲ編6.2.3で規定するかぶりを満足することとする。 また、かぶりについては図6.1.1に示すとおりCの距離で確保する。  図-4.1 鉄筋のあきおよびかぶり	道示Ⅲ編 5.2.3 鉄筋, PC鋼材, シース及び定着具のかぶり 6.2.3 かぶりによる内部鋼材の防食

【５】施工・維持管理に引き継ぐ項目

（１）施工に引き継ぐ項目

項目	引き継ぐ事項の詳細	参照箇所等
施工時のセグメント単体に対する検討	PC コンボ橋のセグメントに対する検討として、 ● 仮置き時の検討 ● 運搬時の検討 がある。 セグメントを単体で仮置き・運搬するときには仮支持点で支持している。また、吊り上げ時は吊り点を支点とした支持状態なる。これらの支持状況に合わせて必要な補強を行う。	道示Ⅰ編 3.1 作用の種類 8.21 施工時荷重 道示Ⅲ編 17章 施工
PC 鋼材定着部の検討	PC 鋼材の定着部は大容量の緊張力を受ける部位であり、必要な補強を行う。 なお、定着部は採用する PC 定着工法で定められた補強を行うだけでなく、複数の PC 鋼材が定着されていることから定着部全体の補強を行うことが必要である。	道示Ⅲ編 17.6.5 PC 鋼材の定着具及び接続具
主桁の転倒防止に対する検討	主桁単体では、架設時での横倒れに対する検討が必要である。 転倒防止に対する検討は、「プレキャスト T 桁の転倒防止対策事例（改訂版）」（PC 建協）が参考になる。	
施工条件のチェック	本設計方針では、PC コンボ橋は通常の施工方法を想定している。 施工条件等により通常と異なる施工方法や施工機械を用いる場合は、実状に合わせた荷重や作用位置をもとに、安全性の検討を行う必要がある。 なお、通常の施工方法とは、「PC コンボ橋設計施工の手引き」（PC 建協）等によるものとする。	
防水に対する留意点	既往の載荷試験【根拠資料１】【根拠資料２】においては、接合部に水分が浸透していない状態で実施されている。そのため、例えば床版の貫通ひび割れから水分が浸透したような状態での挙動については確認されていない。 一般に水分が浸透したコンクリート構造物は特に耐久性能が劣ることが多いため、その部分が弱点となり所要の耐荷性能・耐久性能を確保できないおそれがある。したがって、床版の防水工は入念に実施する必要がある。	
維持管理に引き継ぐ事項	施工時の状況は、供用時の挙動に大きく影響する。そのため、施工時の情報は維持管理に引き継ぐ必要がある。	

(2) 維持管理に引き継ぐ項目

項目	引き継ぐ事項の詳細	参照箇所等
維持管理上の 着目点(A)	維持管理上の着目点として、以下の点があげられる。 (A) 床版の疲労 PC コンポ橋では、床版が活荷重を支持する構造である。その疲労による損傷プロセスは車線との相対関係・構造寸法・材料強度のばらつき・環境条件等で異なってくるが、考えられる一例は以下のとおりである。 ①プレキャストPC板と場所打ち床版が一体となって抵抗する ②プレキャストPC板継ぎ目位置上面の場所打ち部にひび割れが発生する (目視観察は不可)  ③プレキャストPC板の下面に橋軸直角方向にひび割れが発生する  ③床版が橋軸直角方向に“はり化”し、橋軸方向にひび割れが発生する  図-5.2.1 PC 合成床版の損傷劣化のイメージ そこで、床版の疲労に対しては、床版下面のひび割れに着目するのがよい。また、場所打ち部のひびわれ、その箇所への水の浸入については、PC 板同士の間からの水の漏出にも着目しておくのがよい。 (B) 上フランジ切欠部 上フランジ切欠部は、施工時にプレキャスト PC 板自重および作業荷重を受け持つ必要な部位ではあるが、場所打ち部施工後の死荷重や活荷重については荷重を受け持つことは仮定していない。しかし、想定されていない荷重が作用した場合などに欠落する可能性がある。 特に橋梁の桁下が利用されている場合には、上フランジ切欠部を落下させないようにするため、必要に応じて剥落対策を施すのがよい。	
維持管理上の 着目点(B)		

項目	引き継ぐ事項の詳細	参照箇所等
維持管理上の 着目点(C)	(C) 既往の変状に対する着目点 PC 橋に関する一般的な初期変状については、国総研と PC 建協とによる共同研究がなされ、報告書が公開されている。これらの既往の変状に着目して、維持管理を行う。 参考文献： 1) 国総研資料第 1046 号：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1), 2016 年 3 月 2) 国総研資料第 910 号：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), 2018 年 7 月	

■設計方針に関する根拠資料（１）：PC 合成床版の床版支間方向の載荷試験

輪荷重走行試験

（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） 第 215 号）

§ 1 試験の概要

本構造は、PC 板と場所打ち部が接合した構造であり、PC 板上面に凹凸を設けることにより合成された床版である。こうした合成床版の疲労耐久性を確認するために、輪荷重走行試験を実施した。

§ 2 輪荷重走行試験

2.1 試験供試体

PC 合成床版供試体（その 1）（共同研究報告書 215）

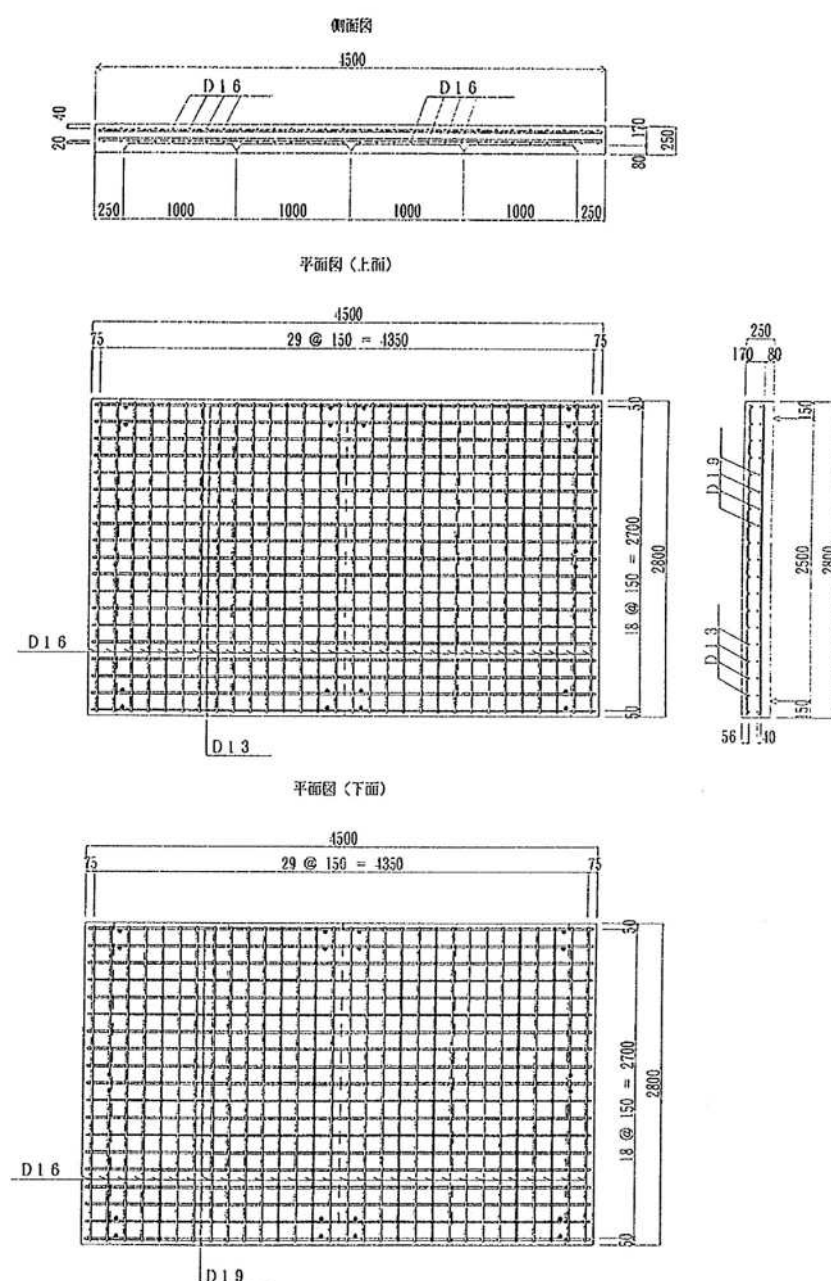


図2.1 供試体詳細図(PC合成床版供試体（その 1）（単位:mm）

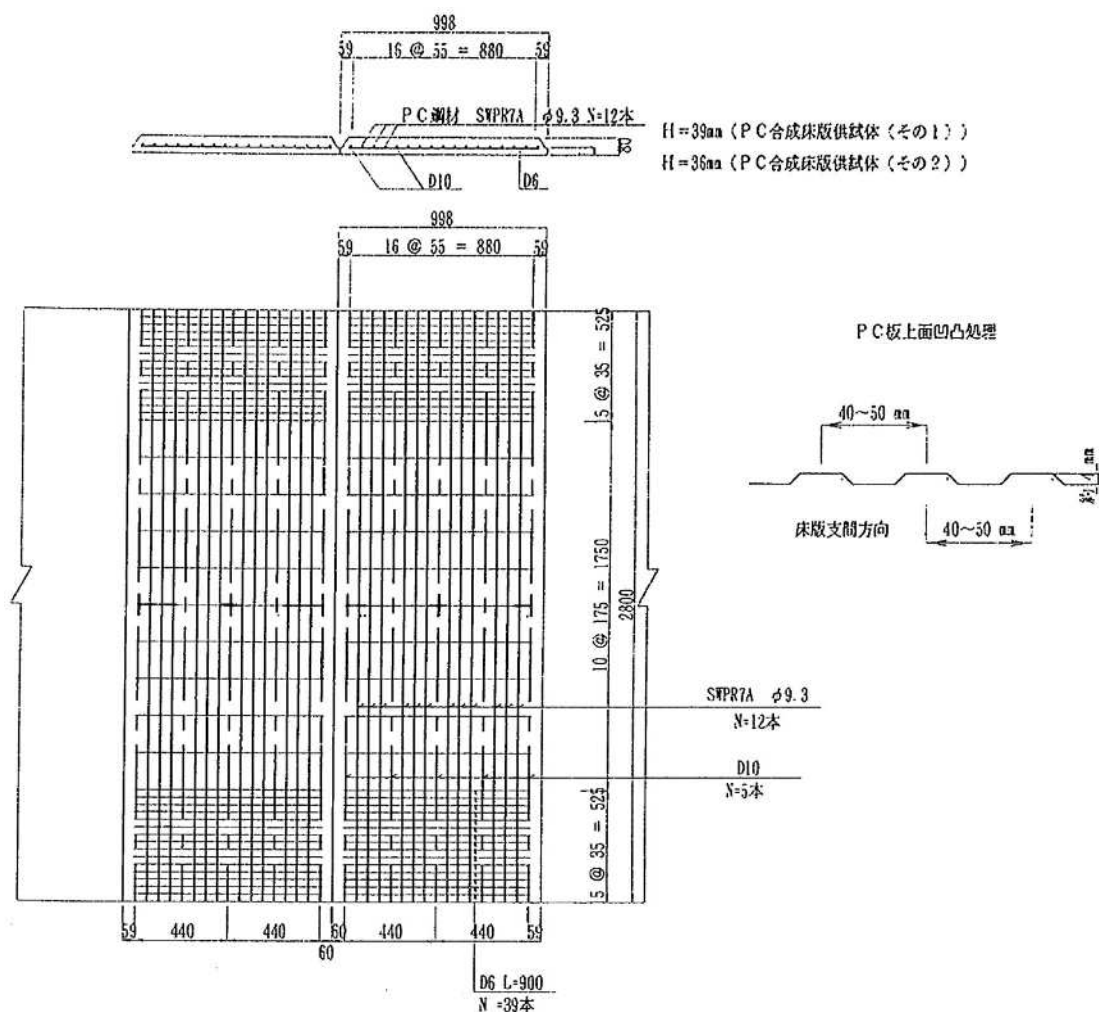


図 2.2 供試体詳細図 (PC 板) (単位:mm)

表 2.1 供試体諸元

供試体名	適用 示方書等	寸法(cm)	支間 (cm)	主鉄筋(cm)			配力鉄筋(cm)			計算応力度(N/mm ²)		備 考
				径	有効高	間 隔	径	有効高	間 隔	コンクリート	鉄 筋	
R C 床 版	平成8年道示	280×450 ×25	25.0	D19 (D16)	20.5 (4.3)	15.0 (15.0)	D16 (D13)	18.8 (5.8)	12.5 (12.5)	5.4 [4.3]	119 [101]	基準供試体
PC合成床版 (その1)	PC合成床版 設計施工便覧	280×450 ×25	25.0	D16 (D16)	13.0 (4.3)	15.0 (15.0)	D19 (D13)	13.0 (5.8)	15.0 (15.0)	— [7.8]	— [128]	PC板使用 (8cm厚)
PC合成床版 (その2)	—	280×450 ×22	25.0	D16 (D16)	10.0 (4.3)	15.0 (15.0)	D19 (D13)	10.0 (5.8)	15.0 (15.0)	— [12.3]	— [169]	PC板使用 (8cm厚)

注1)主鉄筋、配力鉄筋中の()内の値は場所打ち部上側の配置を示す。

注2)コンクリートおよび鉄筋応力度の値は床版支間方向の応力度を、[]内の値は橋軸方向の応力度を示す。

注3)PC鋼材の偏心量はPC合成床版(その1)は1mm、PC合成床版(その2)は4mmでどちらもフルプレストレスとして設計した。

注4)PC合成床版(その2)はほぼPC合成床版設計施工便覧に従っているが、版厚、鉄筋応力度等の規定は満足していない。

2.2 輪荷重載荷要領

走行モデル図と載荷方法

- ・静的載荷として中央位置に載荷と除荷を行う。
- ・動的載荷を行う（ $\pm 1.5\text{m}$ 範囲）。
- ・下記グラフに示す走行回数に応じて荷重を増す（4万回ごとに2 t の増加）

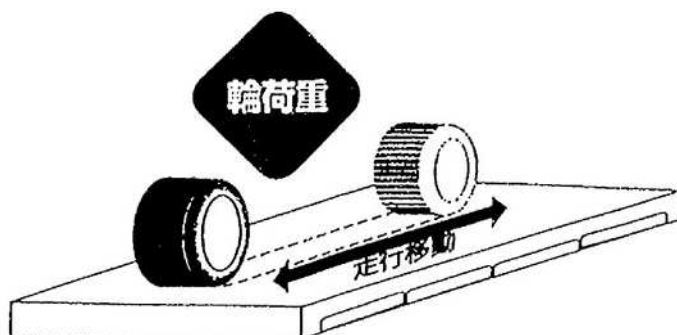


図 2.3 輪荷重走行モデル図

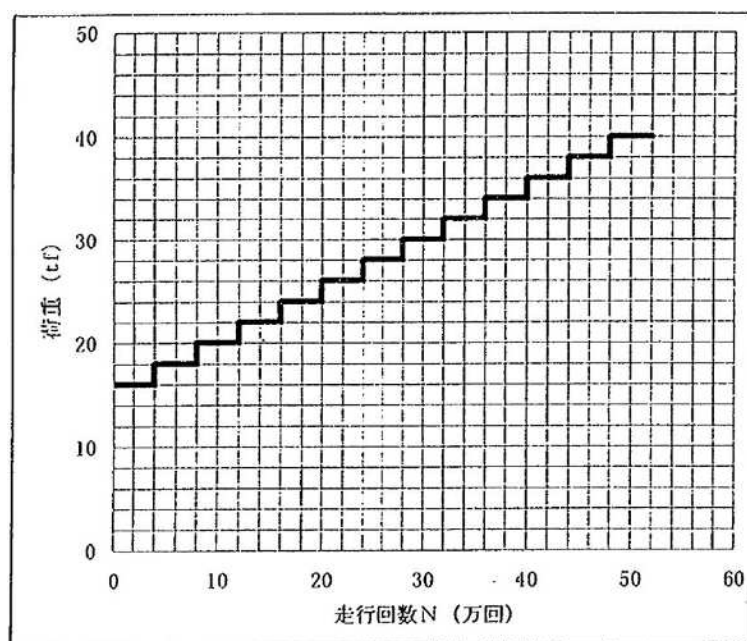


図 2.4 載荷方法

2.3 試験結果

2.3.1 ひび割れ発生・終局破壊の載荷回数

供試体の状態	載荷回数(載荷荷重)		備考
最初のひび割れ発生	24万回程度	(255kN)	場所打ち部上面、P C板の継ぎ目 床版支間方向のひび割れ
P C板の最初のひび割れ発生	33.6万回	(314kN)	P C板の床版支間方向のひび割れ (橋軸方向引張)
終局破壊	512,691回	(392kN)	RC8供試体 255,401回(274kN)

PC 板の最初のひび割れ発生は、33.6 万回において PC 板中央部の床版支間方向に生じている。PC 板は床版支間方向にプレストレスが導入されているため、床版支間直角方向の引張応力が先にひび割れ発生強度を超えたものと考えられる。

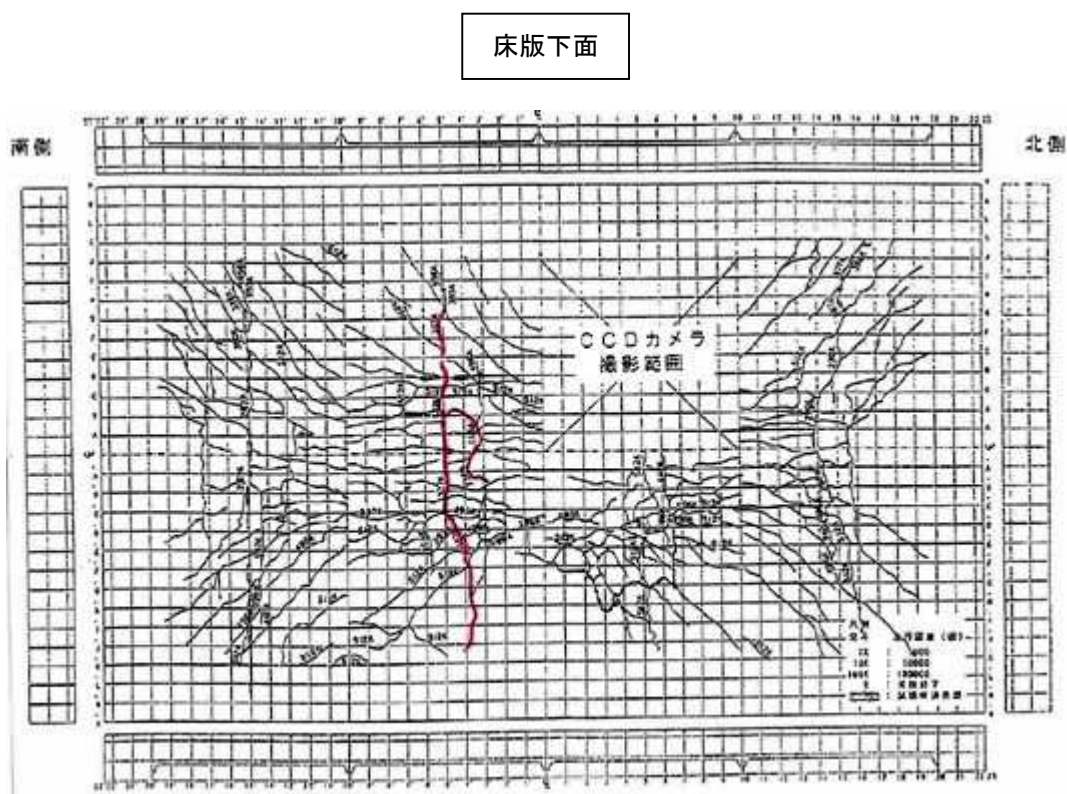


図 2.5 床版下面ひび割れ図 (PC 合成床版供試体 (その 1))

2.3.2 鉛直変位

最初のひび割れ発生、PC 板の最初のひび割れ発生までは、鉛直変位はほとんど変化が無いが、PC 板に最初のひび割れが発生した前後の 30 万回～40 万回から増加が始まっている。

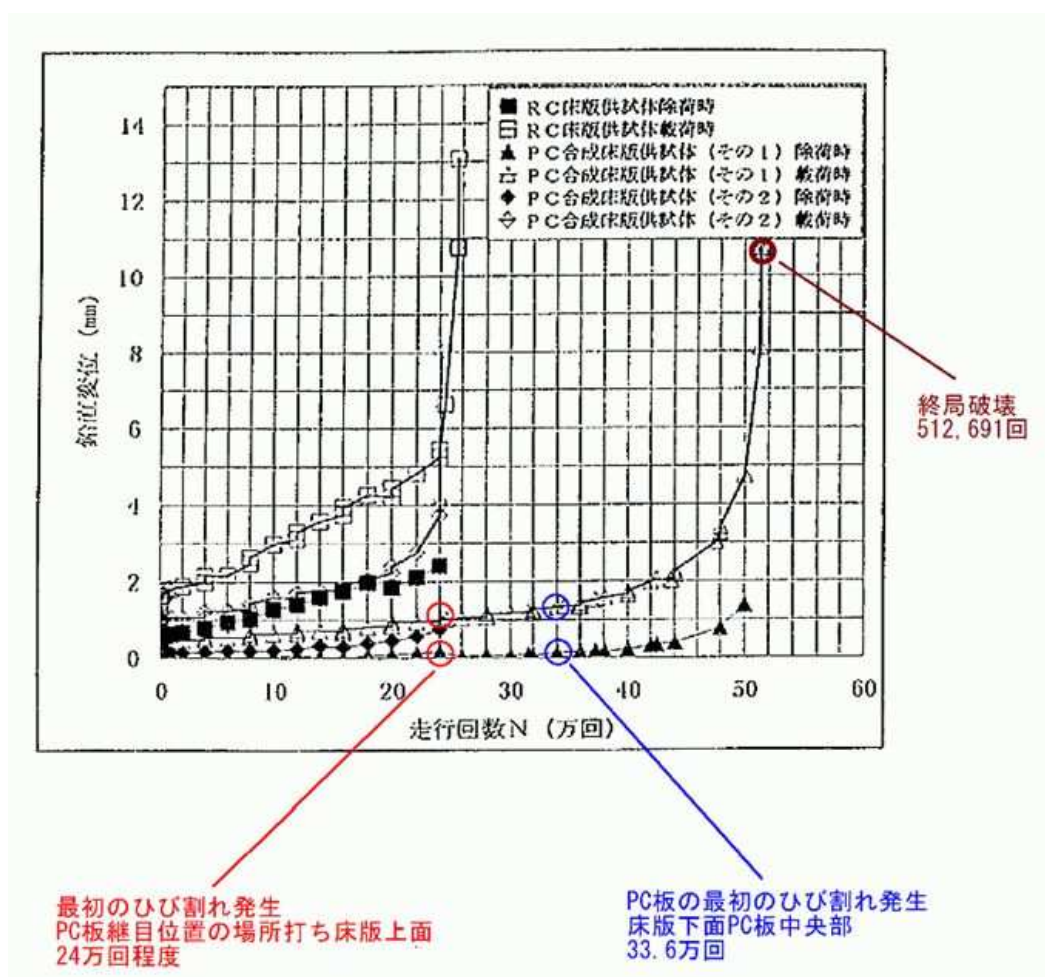


図 2.6 床版支間中央たわみ

2.3.3 PC 板の挙動

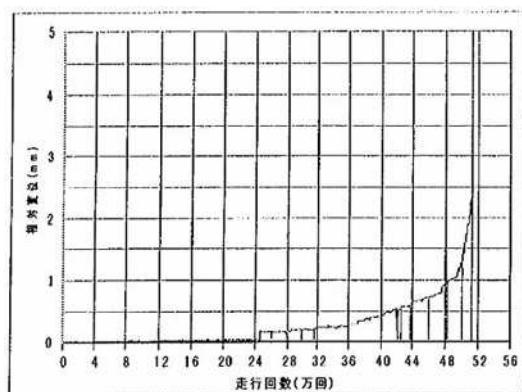


図 2.7 鉛直方向相対変位図

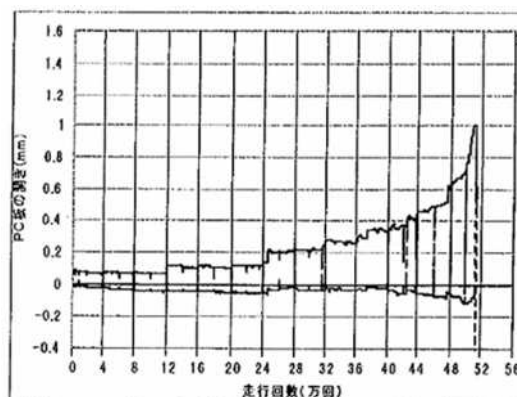


図 2.8 水平方向相対変位

隣接する PC 板の鉛直方向の相対変位、水平方向の相対変位（継目の開き）を図 2.7～図 2.8 に示す。鉛直方向、水平方向とも、相対変位が急激に増加するのは破壊直前である。よって、PC 合成床版は破壊直前までは一体性を保つものと考えられる。

走行回数の156.8kN荷重への換算走行回数の算出

$$N_0 = (P_1/P_0)^{1/k} \times N_1$$

P1:各載荷段階の荷重 P0:着目荷重
N1:P1での走行回数 No:P1荷重に換算した走行回数
k:松井式におけるS-N曲線の傾き = 0.07835

(RC床版供試体) 終局破壊:255,401回 (274kN(28tf)載荷時)

k= 0.07835

P kN	(tf)	Ni 回	Σ Ni 回	P1/P0	156.8kNへの換算 回	156.8kNへの換算 Σ N回	備考
156.9	(16)	40,000	40,000	1.0000	40,000	40,000	
176.5	(18)	40,000	80,000	1.1250	179,859	219,859	
196.1	(20)	40,000	120,000	1.2500	690,154	910,013	
215.7	(22)	40,000	160,000	1.3750	2,329,436	3,239,449	
235.4	(24)	40,000	200,000	1.5000	7,072,213	10,311,662	
255.0	(26)	40,000	240,000	1.6250	19,644,116	29,955,778	
274.6	(28)	15,401	255,401	1.7500	19,476,114	49,431,892	
Σ			255,401				

終局破壊時の換算走行回数(RC床版) 4,900 万回

(PC合成床版供試体) 終局破壊:512,691回 (392kN(40tf)載荷時)

k= 0.07835

P kN	(tf)	Ni 回	Σ Ni 回	P1/P0	156.8kNへの換算 回	156.8kNへの換算 Σ N回	備考
156.9	(16)	40,000	40,000	1.0000	40,000	40,000	
176.5	(18)	40,000	80,000	1.1250	179,859	219,859	
196.1	(20)	40,000	120,000	1.2500	690,154	910,013	
215.7	(22)	40,000	160,000	1.3750	2,329,436	3,239,449	
235.4	(24)	40,000	200,000	1.5000	7,072,213	10,311,662	
255.0	(26)	40,000	240,000	1.6250	19,644,116	29,955,778	
274.6	(28)	40,000	280,000	1.7500	50,584,026	80,539,803	
294.2	(30)	40,000	320,000	1.8750	122,022,876	202,562,679	
313.8	(32)	40,000	360,000	2.0000	278,085,686	480,648,364	
333.4	(34)	40,000	400,000	2.1250	602,866,632	1,083,514,997	
353.0	(36)	40,000	440,000	2.2500	1,250,404,852	2,333,919,848	
372.7	(38)	40,000	480,000	2.3750	2,493,133,622	4,827,053,470	
392.3	(40)	32,691	512,691	2.5000	3,921,324,506	8,748,377,976	
Σ			512,691				

終局破壊時の換算走行回数(PC合成床版) 874,800 万回

比率(PC合成床版/RC床版) 179 倍

輪荷重走行試験終了後に供試体を切断し、床版断面の観察を行った。損傷の大きいC断面では、場所打ち部とPC板との接合面付近で水平にひび割れが生じ、分離している。一方、PC板の継目部となるB断面では、押抜き破壊が床版下面まで貫通している。

- ・ B－B断面：押抜き破壊の床版支間方向断面。PC板の継目のため、場所打ち部のコンクリートが床版下面まで充填されており（PC板継目の薄い部分）、押抜き破壊が下面まで貫通している。
- ・ C－C断面：押抜き破壊の床版支間方向断面。PC板の中央部であり、押抜き破壊が場所打ち部とどまり、ひび割れは場所打ち部とPC板の界面に沿って水平に伸びている。この部分は場所打ち部とPC板は分離している。

2.3.5 まとめ

- (1) 変位が増加傾向になるまでの走行回数は、RC8床版で、変位増加傾向から急増へと変化するまでの走行回数と同程度である。よって、合成効果は、RC8床版で耐荷機構が保持されている走行回数程度は保持できると考えられる。
- (2) PC板に最初のひび割れが発生する載荷回数は33.6万回程度であり、RC供試体の破壊載荷回数を上回っている。
- (3) 床版支間中央の鉛直変位、PC板の鉛直・水平方向の相対変位が急激に増加するのは破壊直前であることを考慮すれば、押抜き破壊の直前まで場所打ち部とPC板は、合成効果を保っている可能性も認められる。
- (4) 最終的な破壊形態は押抜きせん断破壊となるが、PC板継目部では、押抜き破壊が床版下面まで貫通している。

■設計方針に関する根拠資料（２）：上フランジ切欠部の検討結果

【Ａ】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）第 215 号

§ 1 試験の概要

本構造は、主桁上フランジに PC 板支持部としての切欠きを設けたものであり、PC 板の掛かり長が極端に小さいと無筋コンクリート部で支持することとなり、PC 板架設時や床版施工時にせん断破壊を起こす可能性がある。そのため、最小掛かり長での上フランジ切欠部の耐荷・破壊メカニズムを調べるための静的載荷試験を行った。

また、完成系においては、主桁上フランジは PC 版および場所打ち部と一体となって活荷重を支持することとなる。しかしながら PC 板支持部は、プレキャストの主桁上フランジ切欠部に無収縮モルタルを敷き PC 板を設置したもので、鉄筋が貫通していない不連続な構造である。よって、完成系における上フランジ切欠部の活荷重による疲労耐久性を確認するために、繰返し載荷試験を実施した。

本資料は、これら二つの試験の概要を示す。

§ 2 単調載荷試験

2.1 試験供試体

切欠部供試体 (共同研究報告書 215)

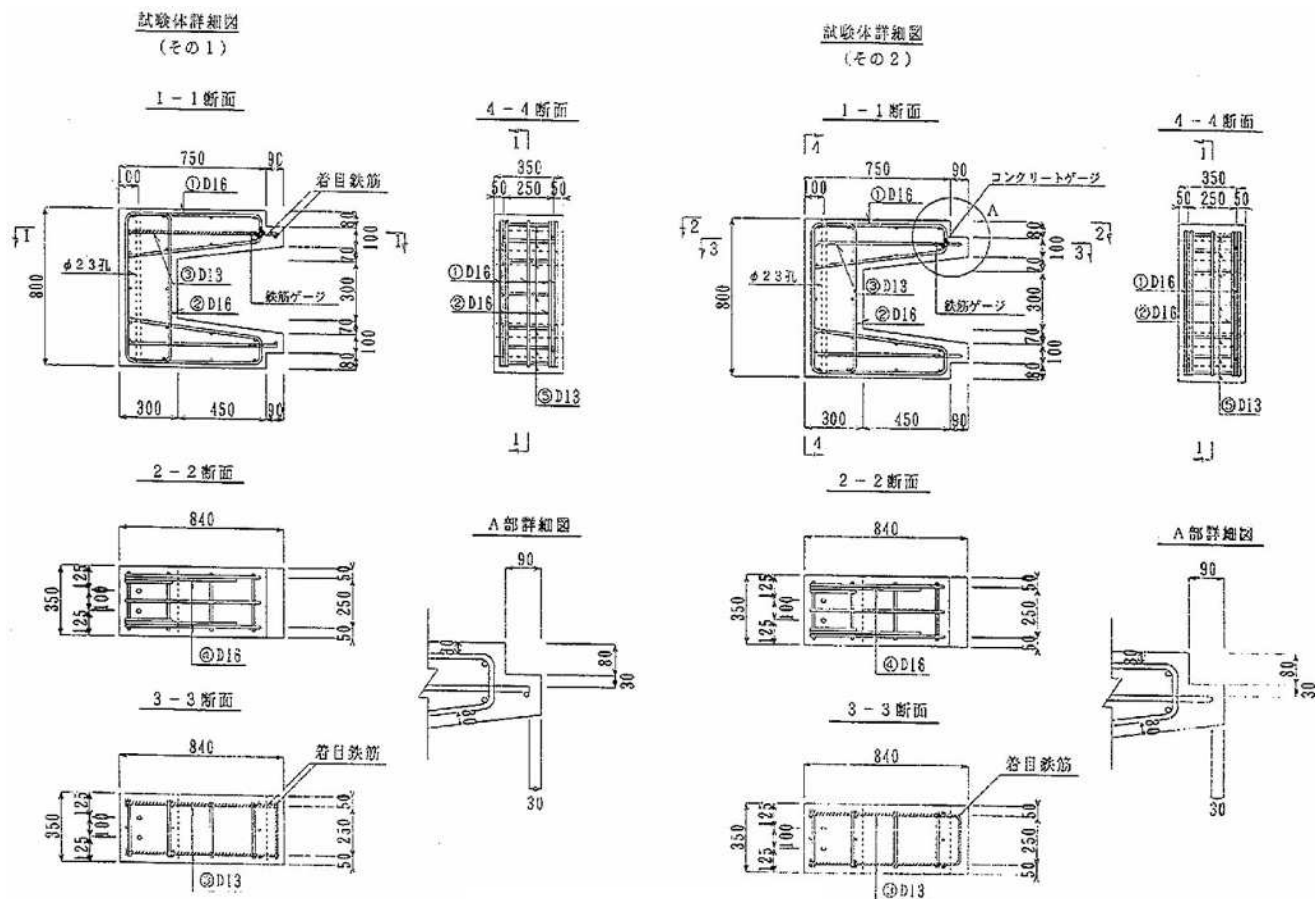


図-A.1 切欠部供試体 (単位:mm)

静的載荷試験は、切欠部上部の鉄筋形状を変えた2種類の供試体にて実施した(上図の「着目鉄筋」)。供試体(その1)は、切欠部上部鉄筋に直行する鉄筋を先端に添えたもの、供試体(その2)は、切欠部上部鉄筋を曲げ加工して1本ものとしたものである。

本検討書においては、実構造物の配筋と同じである供試体(その1)を対象とする。

2.2 静的載荷試験荷重載荷方法

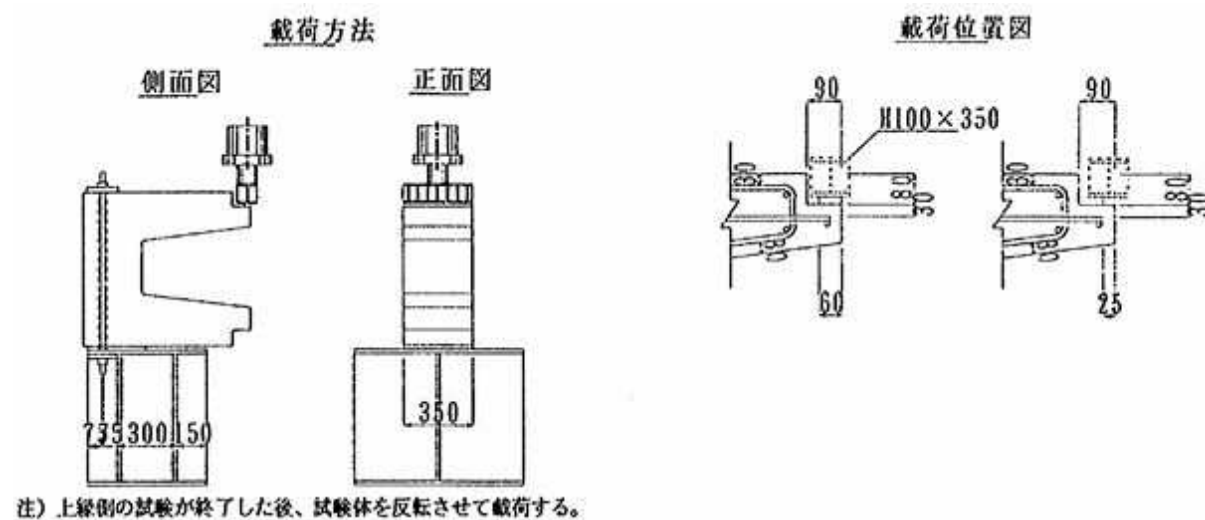


図 2.2 載荷方法および載荷位置 (単位:mm)

荷重は、切欠部に直接載荷した。供試体(その1)、供試体(その2)に対してそれぞれ先端から 60mm の範囲(実際の P C 板の敷設位置を考慮)、先端から 25mm の範囲に載荷し、P C 板の掛かり長の影響も合わせて確認した。

2.3 試験結果

2.3.1 耐荷力

表 2.1 に、計算により求めた作用荷重、ひび割れ発生荷重及び破壊荷重を示す。作用荷重は、8cm 厚の P C 板自重、17cm 厚の場所打ち部重量および作業荷重 350kgf/cm^2 (3.43kN/m^2) を考慮して算出した（作業荷重は供試体幅 350mm に換算して求めた）。

供試体（その 1）、掛かり長 60mm においては、作用荷重に対してひび割れ発生荷重は 12 倍以上であった。

表 2.1 作用荷重に対する安全率

供 試 体	掛かり長	作用荷重 B	ひびわれ 発生荷重 A	A/B	破壊時荷重	供試体幅
切欠部供試体 (その 1)	60mm	3.410kN (0.348tf)	41.2kN (4.20tf)	12.1	43.1kN (4.40tf)	350mm
	25mm		34.4kN (3.51tf)	10.1	34.4kN (3.51tf)	
切欠部供試体 (その 2)	60mm		44.1kN (4.50tf)	12.9	44.9kN (4.58tf)	
	25mm		30.2kN (3.08tf)	8.9	38.6kN (3.94tf)	

作用荷重の計算

$$\begin{aligned}
 \text{P C 板} & S_{d1} = 2.040 \times 0.08 \times 24.5\text{kN/m}^2 (2.5\text{tf/m}^2) \times 1/2 = 2.00 \text{ kN (0.204 tf)} \\
 \text{場所打ちコンクリート} & S_{d2} = 2.040 \times 0.17 \times 24.5\text{kN/m}^2 (2.5\text{tf/m}^2) \times 1/2 = 4.25 \text{ kN (0.434 tf)} \\
 \text{作業荷重} & S_s = 2.040 \times 3.43\text{kN/m}^2 (0.35\text{tf/m}^2) \times 1/2 = 3.50 \text{ kN (0.357 tf)} \\
 & \Sigma S = 9.75 \text{ kN (0.995 tf)}
 \end{aligned}$$

$$\text{作用荷重} \quad S = 9.75 \times 0.35 = 3.41 \text{ kN (0.995} \times 0.35 = 0.348\text{tf)}$$

2.3.2 ひび割れ状況

図 2.3、図 2.4 にひび割れ状況図を示す。

いずれの供試体も切欠部付け根から斜め下 45° 方向へのひび割れが見られた。掛かり長が 60mm の場合、ひび割れは斜め下 45° 方向へ進展し、次いで上フランジ下面に沿ってほぼ平行に伸びている。ひび割れの位置から推定して、主桁上フランジに配置した鉄筋のかぶりコンクリートが剥落するようにひび割れが発生している。掛かり長が 25mm の場合、補強鉄筋が配置されていない切欠き先端部にひび割れが発生しやすいものと考えられるが、ひび割れはほぼ同様の進展状況であった。

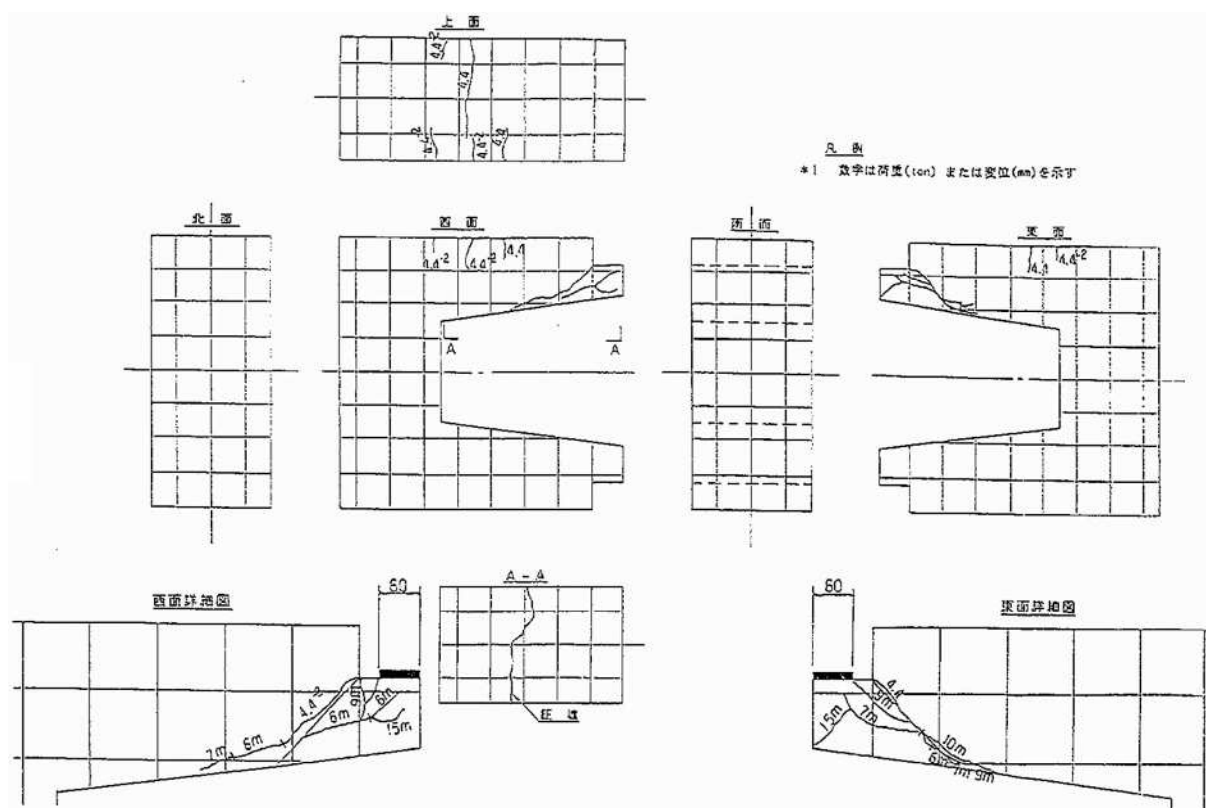


図 2.3 切欠部供試体(その 1)ひび割れ図(掛かり長 60mm) (単位:mm)

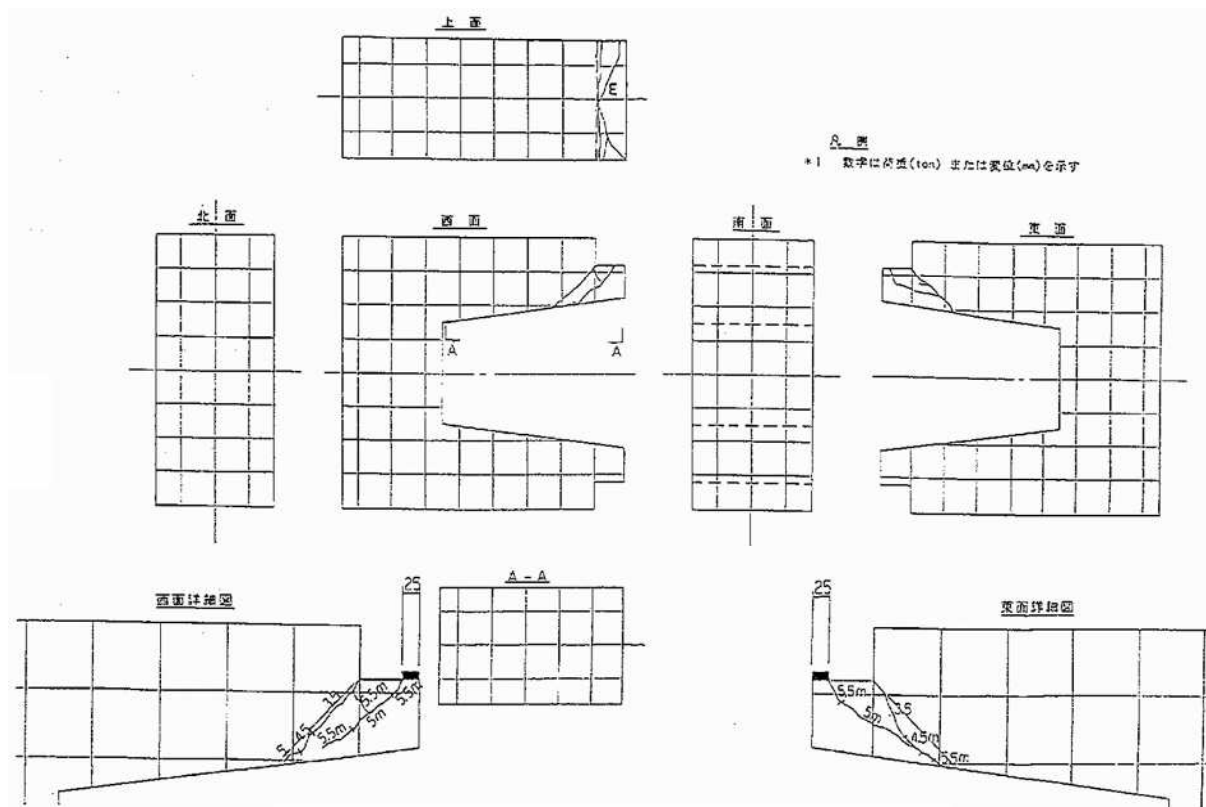


図 2.4 切欠部供試体(その 1)ひび割れ図(掛かり長 25mm) (単位:mm)

2.4 コーベルおよび片持ち梁としての検討

2.4.1 本検討の位置付け

静的破壊試験（その１）での試験供試体切欠き近傍のひび割れ状況を図 1.1 に示す。

切欠部をコーベルとした場合の引張力に対しては、鉄筋③が抵抗している。一方、切欠部を片持ち梁とした場合のせん断力に対しては、鉄筋①が斜引張鉄筋として抵抗している。

供試体において、破壊時にコンクリートが剥落していないことから、図に示す鉄筋①または③は、道示Ⅲ編 5.2.5 の定着長は確保できていないものの、少なからず抵抗していると考えられる。

そこで、定着長および定着力を低減して評価したときの耐力を求めることとして、本検討を行うものである。

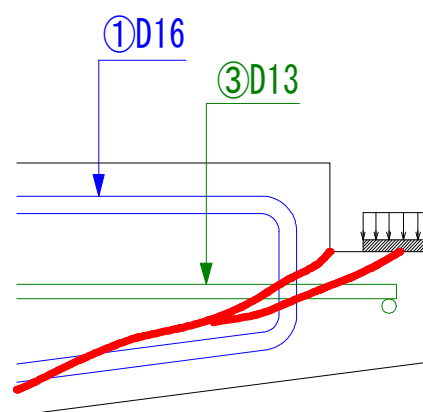
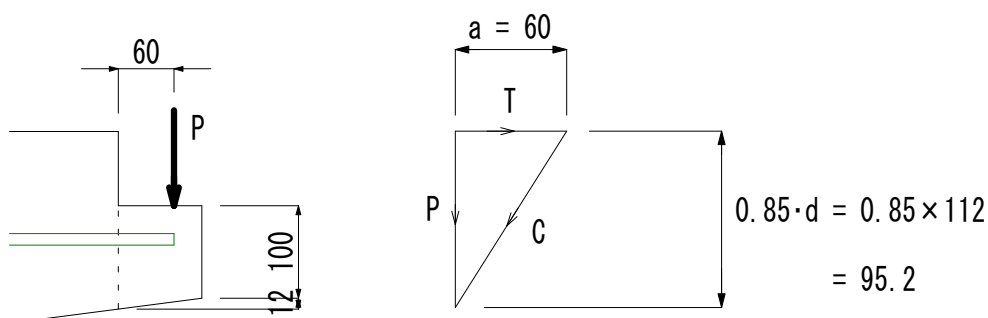


図 1.1 ひび割れ性状と配置鉄筋

2.4.2 コーベルとしての検討

③D13 の鉄筋が、コーベルの引張鉄筋として有効とした場合の破壊耐力を算出する。



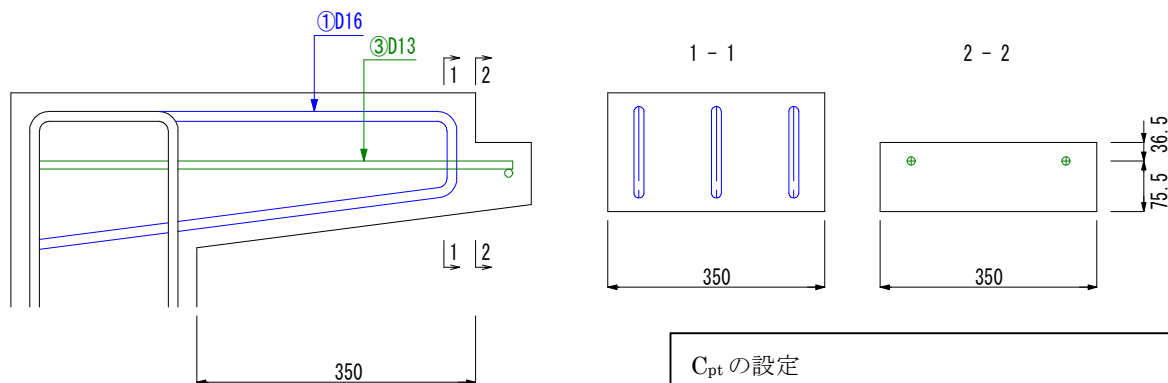
$$\begin{aligned}
 P &= a/d \times T \\
 &= 60/95.2 \times 126.7\text{mm}^2 \times 345\text{N/mm}^2 \times 2 \text{ 本} \times 10^{-3} \\
 &= 55 \text{ kN} \rightarrow \text{引張力を鉄筋（降伏）で受け持たせた場合の耐力}
 \end{aligned}$$

実験結果の破壊荷重 43 kN

計算値と実験結果との比率 $\alpha = 43/55 = 0.78$

2.4.3 片持ち梁としての検討

切欠部を片持ち梁とし、①D16の鉄筋が斜引張鉄筋として有効とした場合のせん断耐力を算出する。



C_{pt} の設定

$$P_t = 126.7 \times 2 / (350 \times 112) = 0.646\%$$

4.2 の比率より $\alpha = 78\%$ に低減して 0.50%

$$\rightarrow C_{pt} = 1.2$$

1) コンクリート負担分

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1.30$$

$$\tau_r = \tau_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{de} \cdot C_c = 0.739 \text{ N/mm}^2$$

$$b_w = 350 \text{ mm}$$

$$d = 75.5 \text{ mm}$$

$$S_c = 1.30 \times 0.739 \times 350 \times 75.5 \times 10^{-3} = 25.4 \text{ kN}$$

$$\tau_c = 0.44 \text{ N/mm}^2$$

(供試体の実強度が 54 N/mm^2 のため)

$\sigma_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ の値を使用)

$$C_e = 1.4$$

$$C_{pt} = 1.2 \text{ (上図の 2-2 断面)}$$

$$C_{de} = 1.0$$

2) 斜引張鉄筋負担分

$$S_s = C_{ds} \cdot k \times (\sum \{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta) / 1.15 \cdot a\})$$

$$C_{ds} = 1.0$$

$$k = 1.30$$

$$A_w = 198.6 \text{ mm}^2 \times 2 \text{ 本} = 397.2 \text{ mm}^2 \text{ (実橋の連続性を考慮して 2 本分カウント)}$$

$$\sigma_{sy} = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$d = 75.5 \text{ mm}$$

$$a = 450 \text{ mm (上図 450mm 区間に 1 列 2 本配置とする)}$$

$$S_s = (1.0 \times 1.30 \times 397.2 \times 345 \times 75.5) / (1.15 \times 450) \times 10^{-3} = 26.0 \text{ kN}$$

3) 試験結果と比較した耐力の低減係数

コンクリート負担分は 100% とし、鉄筋負担分を低減する (係数 β)

$$S_c + \beta \cdot S_s = 43.1 \text{ kN (試験時の破壊荷重)}$$

$$25.4 \text{ kN} + \beta \cdot 26.0 \text{ kN} = 43.1 \text{ kN} \rightarrow \underline{\beta = 0.68}$$

2.5 FEMによる検討

2.5.1 作用断面力の設定

静的載荷試験の結果をもとに、上フランジ切欠部に着目した限界状態3の照査についての検討を行う。静的載荷試験は、実橋の配筋、PC板の掛かり長を考慮して、供試体（その1）、掛かり長60mmの結果を参考にする。

供試体（その1）においては、破壊時荷重に至っても切欠部は剥落していないこと、ひび割れは切欠き付け根から斜め下方向に発生していることより、切欠部の破壊形態は切欠部付け根位置におけるせん断破壊と考えられる。よって、切欠部に着目したせん断耐力の検討を行う。

荷重対象は死荷重とT荷重とし、場所打ち部コンクリート部もせん断力を負担することから、3次元FEM解析により算出する。

T荷重は、切欠部付け根位置における作用せん断力が最大となる位置に載荷する（下図）。

- ・FEMモデルおよび荷重載荷要領

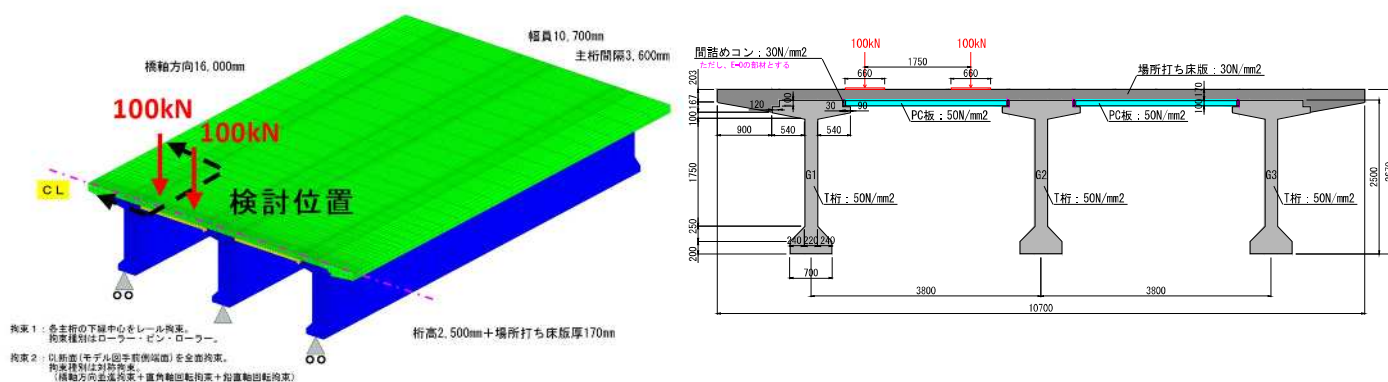


図 2.1 FEM モデルおよびT 荷重載荷要領

- ・せん断応力分布および作用せん断力の算出

活荷重時 側面図(右図黒線部)

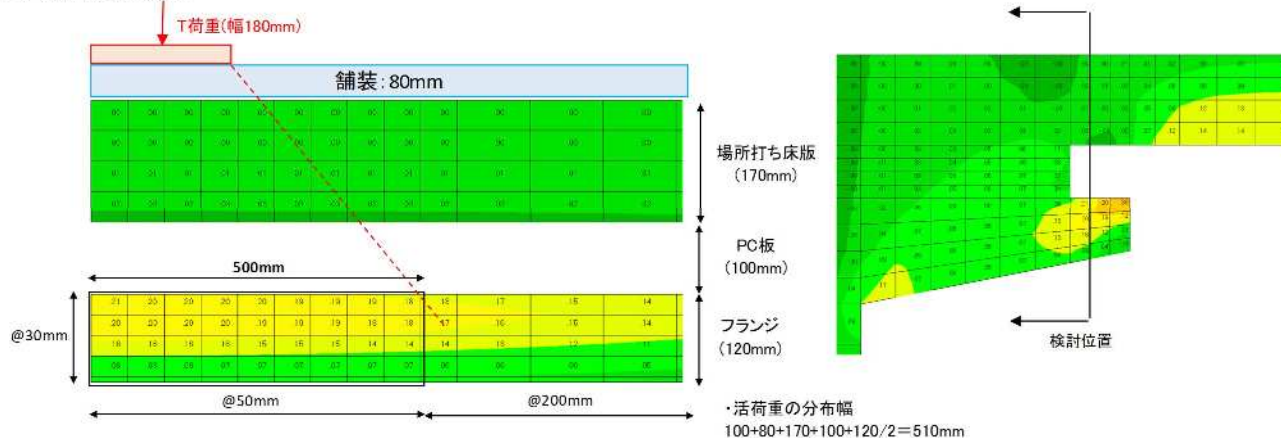


図 2.2 せん断応力分布および作用せん断力の算出

死荷重およびT荷重による発生せん断応力に対して、PC板の幅1mあたり（中央における対象モデルのため実際の集計は500mmあたり）が負担するせん断力を集計する。

・切欠部付け根位置における作用せん断力（幅500mmあたり）

死荷重による $P_D = 1.717 \text{ kN}$, T荷重による $P_L = 12.090 \text{ kN}$

荷重係数考慮

死荷重による $S_D = Y_p \times Y_q \times P_D = 1.00 \times 1.05 \times 1.717 = 1.803 \text{ kN}$

T荷重による $S_L = Y_p \times Y_q \times P_L \times (1+i) = 1.00 \times 1.25 \times 12.090 \times (1+0.38) = 20.855 \text{ kN}$

合計 $\sum S = S_D + S_L = 1.803 + 20.855 = 22.7 \text{ kN}$

2.5.2 せん断耐力の照査

2.5.1 の FEM 解析による作用せん断力に対して（実橋を模擬）、「2.4 静的載荷試験結果と破壊に対する耐力について」の検討結果を反映させて、せん断耐力の設定を行う。

1) コンクリート負担分

$$S_c = k \cdot \tau_r \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1.30$$

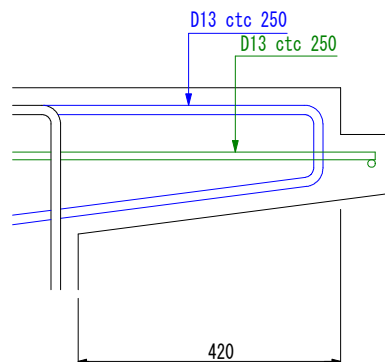
$$\tau_r = \tau_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{de} \cdot C_c$$

$$= 0.628 \text{ N/mm}^2$$

$$b_w = 500 \text{ mm}$$

$$d = 85.5 \text{ mm}$$

$$S_c = 1.30 \times 0.628 \times 500 \times 85.5 \times 10^{-3} = 34.9 \text{ kN}$$



C_{pt} の設定において 4.2 にて設定した引張鉄筋効果の低減 α を考慮する

$$P_t = 126.7 \times 2 / (500 \times 122) \times 0.78 = 0.32 \% \rightarrow C_{pt} = 1.02$$

$$\tau_c = 0.44 \text{ N/mm}^2 (\sigma_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2)$$

$$C_e = 1.4$$

$$C_{pt} = 1.02 \text{ (上図)}$$

$$C_{de} = 1.0$$

$$C_c = 1.0$$

2) 斜引張鉄筋負担分

$$S_s = C_{ds} \cdot k \times \left(\sum \{ A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta) / 1.15 \cdot a \} \right)$$

$$C_{ds} = 1.0$$

$$k = 1.30$$

$$A_w = 500/250 \times 126.7 \text{ mm}^2 = 253.4 \text{ mm}^2 \text{ (500mm 区間に D13ctc250)}$$

$$\sigma_{sy} = 345 \text{ N/mm}^2$$

$$d = 85.5 \text{ mm}$$

$$a = 420 \text{ mm (上図 420mm 区間に 1 列配置とする)}$$

$$S_s = (1.0 \times 1.30 \times 253.4 \times 345 \times 85.5) / (1.15 \times 420) \times 10^{-3} = 20.1 \text{ kN}$$

3) 限界状態 3 の照査

斜引張鉄筋負担分については、4.3 にて設定した斜引張鉄筋の効果の低減 (b) を考慮する。

$$S_{usd} = \xi_1 \cdot \xi_2 \times (\phi_{uc} \cdot S_c + \phi_{us} \cdot S_s \times b)$$

$$= 0.9 \times 0.85 \times (0.65 \times 34.9 + 0.65 \times 20.1 \times 0.68)$$

$$= \underline{24.2 \text{ kN}} > \underline{22.7 \text{ kN}} \text{ (FEM 解析による作用せん断力) (OK)}$$

§ 3 繰返し載荷試験

3.1 試験供試体

完成系供試体（共同研究報告書 215）

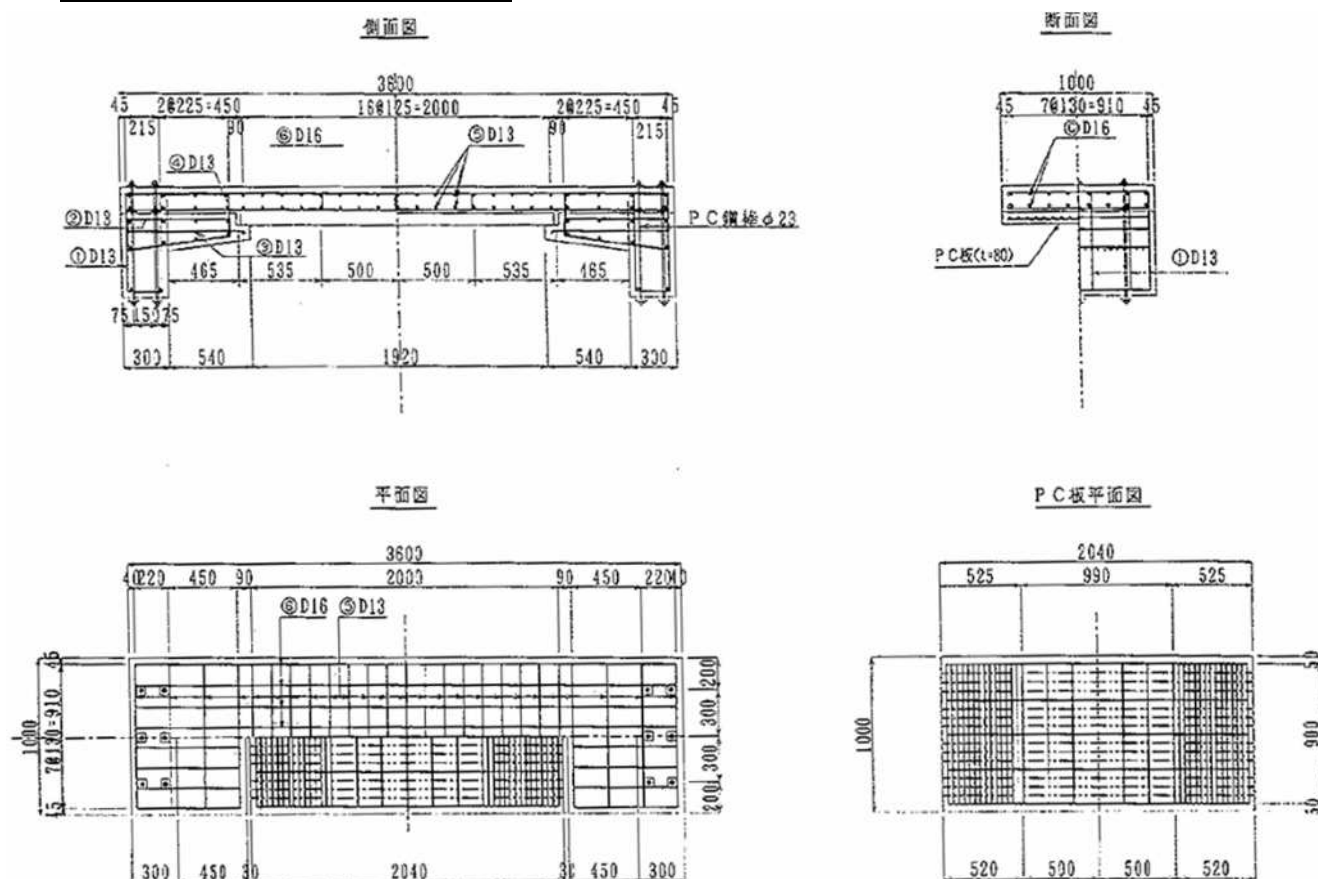
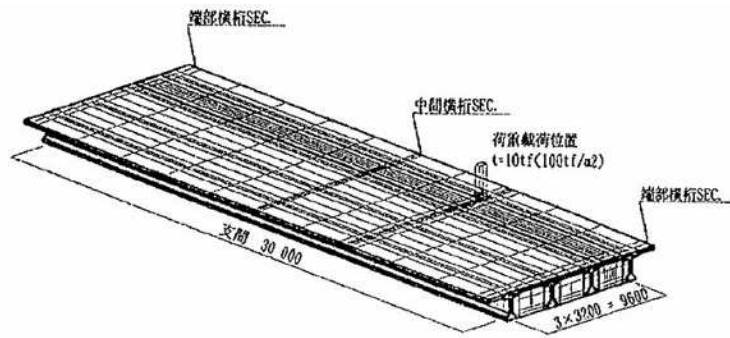
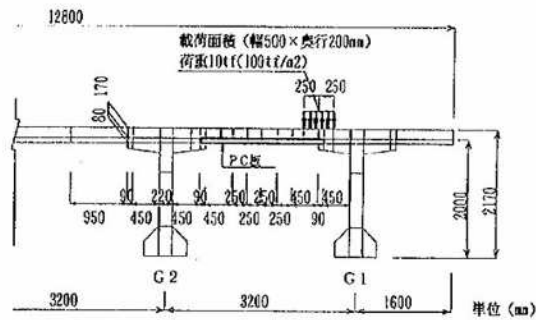


図 3.1 完成時合成供試体 (単位:mm)

実橋として支間 30m, 主桁間隔 3.2m の構造を想定し, 3 次元弾性 FEM 解析を実施した。これに, 設計輪荷重相当の荷重 (100kN) を P.C 板支点部直上に載荷し, 発生応力度を算出した。試験供試体は, 試験機器の能力等を考慮し, 実橋における主桁部と P.C 合成床版部を橋軸方向に 1 m の範囲を切り出した形状, 配筋とした (上図)。試験供試体については, 2 次元 FEM 解析により P.C 板支点部直上に 100kN を載荷し, 実橋モデルとほぼ同程度の発生応力度であることを確認している (3 次元 FEM 解析の方が, 版としての橋軸方向への変形もあり若干小さい)。次項に FEM 解析モデル (図 3.2, 図 3.3), 発生応力度の比較図 (図 3.4) を示す。



① 3次元解析用モデル



② 床版支間方向の載荷位置

図 3.2 3次元FEMモデル

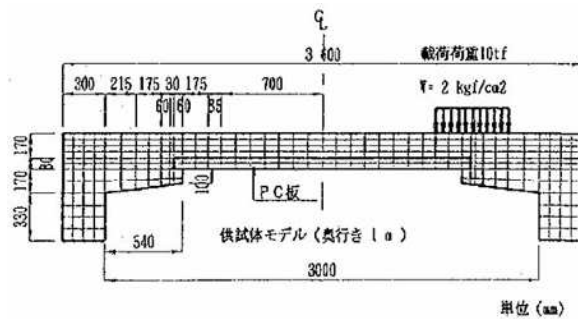


図 3.3 2次元FEMモデル

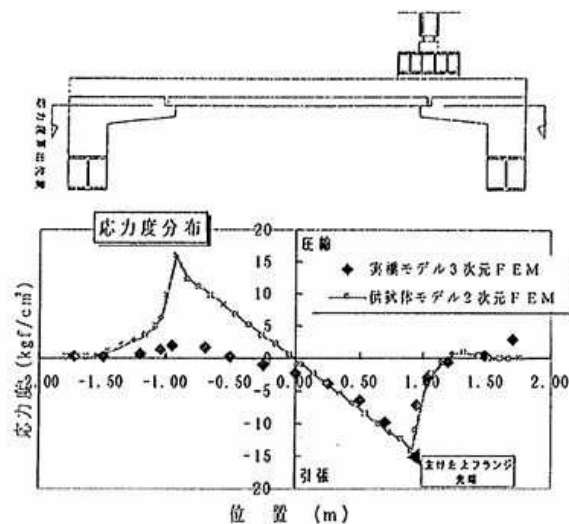
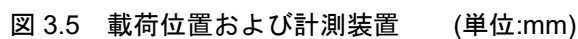


図 3.4 床版支間方向応力度分布

荷重の繰返し载荷位置は P C 板直上とし、上限荷重 98kN(10tf、床版の設計荷重)と下限荷重 9.8kN(1tf)との間を振幅数 2~2.5Hz の sin 波で 200 万回定点繰返し载荷を行うこととしていたが、100 万回载荷時点で橋軸方向にわたるひび割れは発生していなかったことから残り 100 万回の上限荷重を増加し、132kN(13.5tf)とした。



3.3 試験結果

3.3.1 たわみ

目地部直上に 98kN を載荷したときの鉛直変位の計算値および実測値を図 3.6 に示す。ここで計算値は 2 次元 FEM 解析により、実測値は供試体の下面に配置した変位計により求めた。荷重の載荷直下において、実測値は計算値とほぼ一致している。

図 3.7 に繰返し載荷中の鉛直変位の変化を示す。繰返し回数の増加に伴い荷重載荷直下の変位は増加しているもののその量は僅かである。

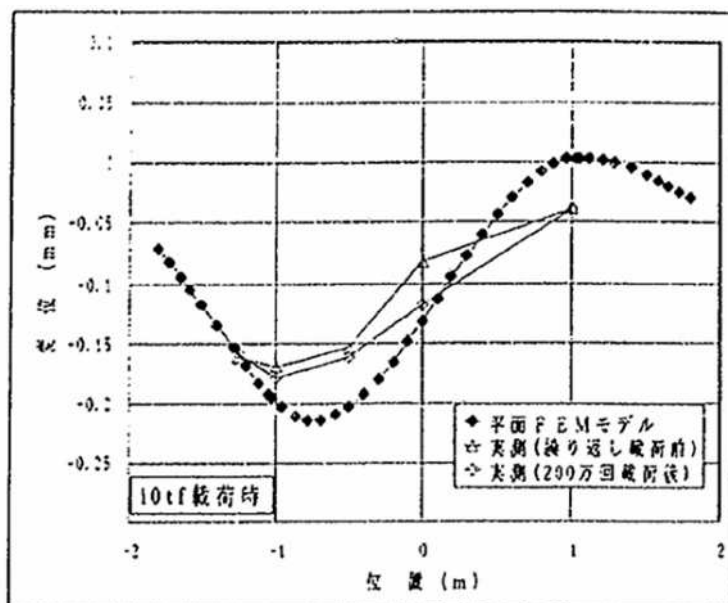


図 3.6 鉛直変位図 (計算値, 実測値の比較)

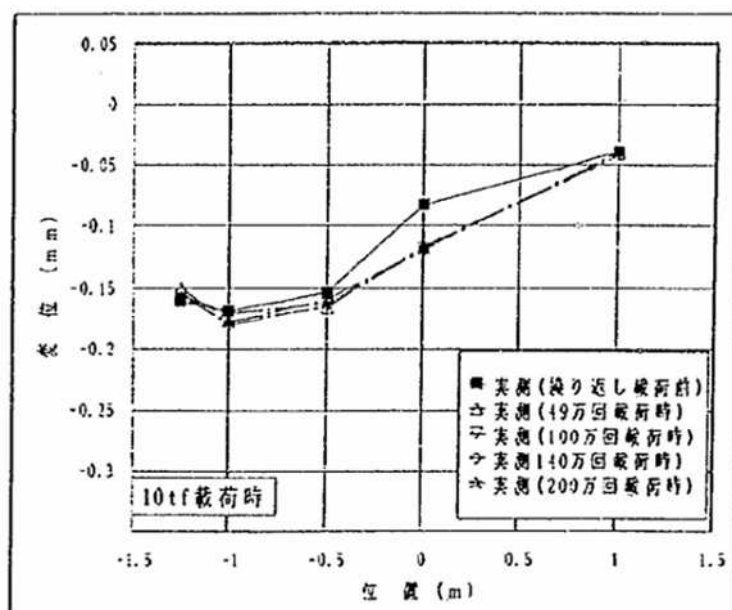


図 3.7 鉛直変位図 (10tf 載荷時の実測値の比較)

3.3.2 応力度

98kN 載荷時における床版支間方向床版下面のコンクリート応力度を図 3.8 に示す。計算値は 2 次元 FEM モデルにより、実測値は供試体下面に配置したコンクリートゲージのひずみから求めた。実測値は計算値より若干大きめの値となっているが勾配はほぼ同じであり、実測値と計算値はほぼ同一の傾向を示している。

載荷回数が増加しても実測値の応力度は増加していない。また、実際に、載荷終了後の供試体下面において、目視でわかる程度のひび割れは発生していないことを確認している。一方、床版と同じような移動荷重を受けることについては、輪荷重走行試験（北海道開発局土木研究所のとの共同研究：§ 4 にて詳述）を実施した。ひびわれが見られないことから、圧縮領域が卓越しており、コーベルのような耐荷機構が成立している可能性が認められる。仮にその通りであれば、コンクリート供試体の繰返し圧縮載荷に近い状態で、繰返し応力に対しても強度が保持されることが考えられる。

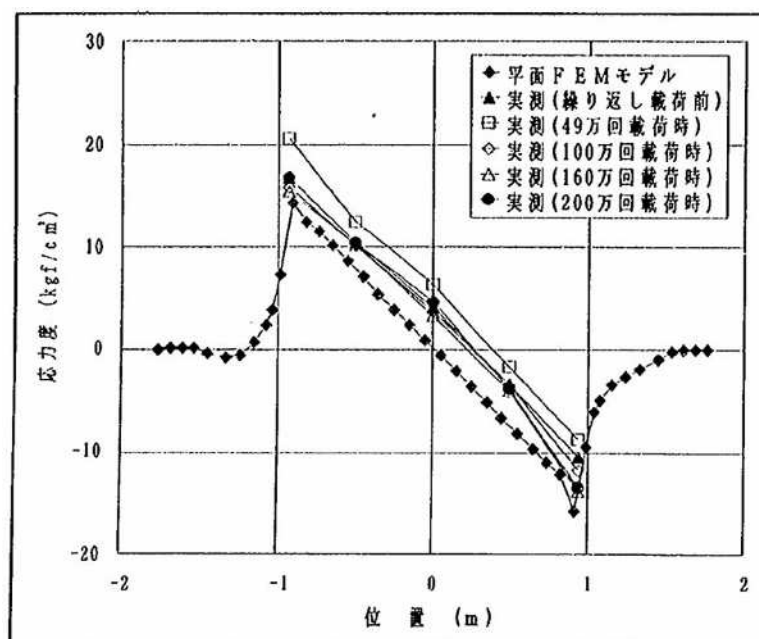


図 3.8 応力度分布図（床版下面）

【B】PC 合成げた橋（PC 合成床版タイプ）上フランジ切欠部の輪荷重走行に対する耐久性に関する共同研究報告書

（2006 年 3 月：独立行政法人北海道開発土木研究所、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会）

§ 1 試験の概要

本構造は、主桁上フランジを切欠いて PC 板を設置する構造である。当初からこの部分に着目し、各種試験により安全性は確認されている（設計方針に関する根拠資料（2））が、床版の疲労損傷状況をより適切に評価するためには、輪荷重走行試験による安全性の確認が望ましいと考えられた。よって、切欠部の輪荷重に対する疲労耐久性に着目した輪荷重走行試験を実施した。

§ 2 上フランジ切欠部輪荷重疲労耐久性試験

2.1 試験供試体

PC 板厚が最大となり、PC 板を支持する切欠部の厚さが最小となる主桁間隔 3,800mm を対象とした。供試体は、実施工に基づいて製作を行った。図 2.1 に供試体作成のフローを示す。

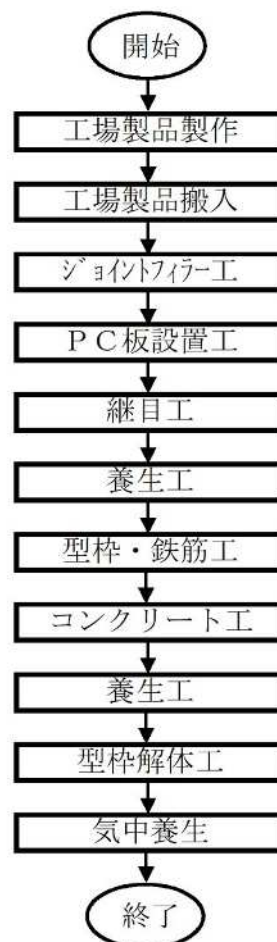


図 2.1 供試体製作のフローチャート

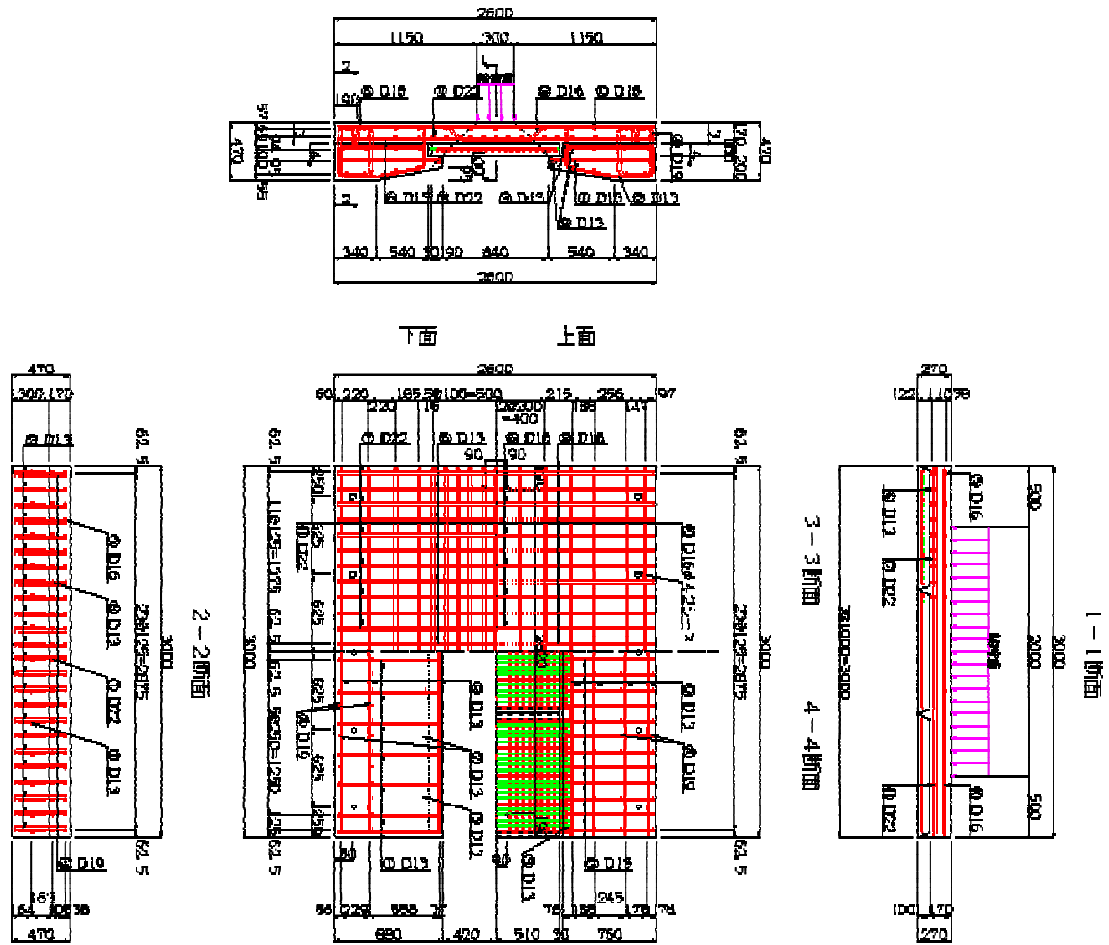


図 2.2 供試体詳細図

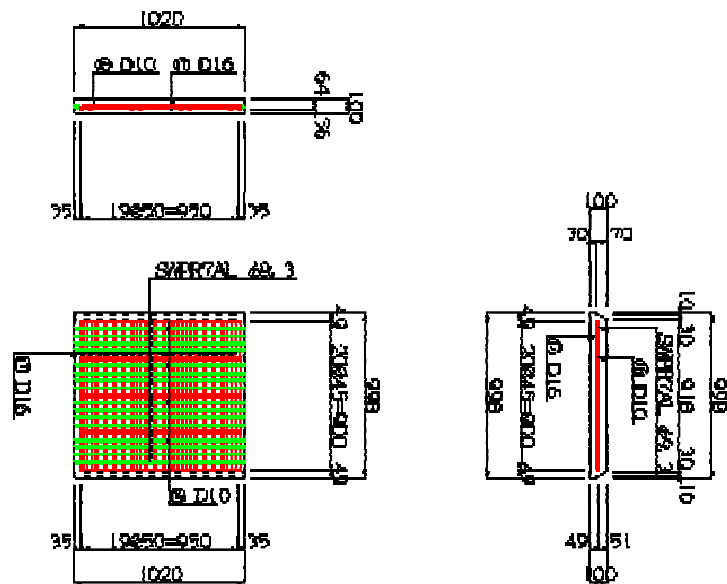


図 2.3 供試体詳細図 (PC 板)

2.2 輪荷重載荷要領

載荷試験は、北海道開発土木研究所の輪荷重走行試験機によって行った。幅 300mm の鉄輪を床版支間直角方向（橋軸方向）に中央から±1.0m の範囲を回転速度 24rpm にて走行させるものとした。



写真 2.1 載荷状況

荷重の載荷方法を図 2.4 に示す。初期荷重は 140kN とし、5 万回走行ごとに順次 40kN ずつ走行荷重を増加させ、最大 260kN とした。

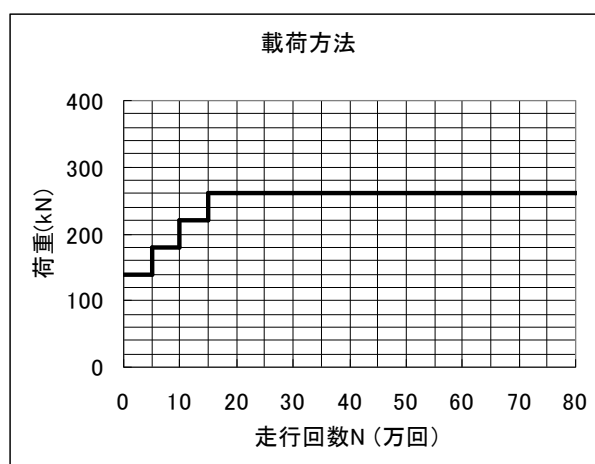


図 2.4 載荷方法

最終の載荷回数の設定については、「設計方針に関する根拠資料（１）・・・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） 第 215 号」にて実施された RC 床版供試体の終局破壊回数をもとに行った。これにより、RC 床版供試体と同等以上の耐力を有することが確認できる。

RC 床版供試体の終局破壊の基本荷重 156.8kN への換算走行回数は約 5,000 万回である。これに対して、本試験における載荷方法により同等の換算走行回数とするためには、最終累計回数で約 23 万回必要となる。一方、本試験は試験機設置条件により供試体の床版支間中央部に輪荷重を載荷させているが、PC 板支持部である切欠部の発生せん断応力が大きくなるのは PC 板支持部付近に偏載した場合である。この影響を FEM 解析により確認すると、切欠部に発生するせん断応力は、支間中央部載荷に対して偏載荷の場合は 1.176 倍となる。この結果を考慮して、本試験における最終累計載荷回数を算出し、78 万回として試験を行うこととした。

RC 床版供試体の換算走行回数と本試験における載荷回数の設定根拠は、以下のとおりである。

走行回数の156.8kN荷重への換算走行回数の算出

$$N_0 = (P_1/P_0)^{1/k} \times N_1$$

P1:各載荷段階の荷重 Po:着目荷重
N1:P1での走行回数 No : P1荷重に換算した走行回数
k :松井式におけるS-N曲線の傾き = 0.07835

(RC床版供試体) 終局破壊 : 255,401回 (274kN(28tf) 載荷時)

k= 0.07835						
P kN	(tf)	Ni 回	Σ Ni 回	P1/Po	156.8kNへの換算 回	156.8kNへの換算 Σ N回
156.9	(16)	40,000	40,000	1.0000	40,000	40,000
176.5	(18)	40,000	80,000	1.1250	179,859	219,859
196.1	(20)	40,000	120,000	1.2500	690,154	910,013
215.7	(22)	40,000	160,000	1.3750	2,329,436	3,239,449
235.4	(24)	40,000	200,000	1.5000	7,072,213	10,311,662
255.0	(26)	40,000	240,000	1.6250	19,644,116	29,955,778
274.6	(28)	15,401	255,401	1.7500	19,476,114	49,431,892
Σ			255,401			

終局破壊時の換算走行回数(RC床版) 4,940 万回

→ 約5,000万回

(切欠き部供試体) RC床版供試体の終局破壊耐力と同等とした場合の最終載荷回数

k= 0.07835						
P kN	(tf)	Ni 回	Σ Ni 回	P1/Po	156.8kNへの換算 回	156.8kNへの換算 Σ N回
140.0	(14)	50,000	50,000	0.8923	11,669	11,669
180.0	(18)	50,000	100,000	1.1472	288,447	300,116
220.0	(22)	50,000	150,000	1.4021	3,735,807	4,035,923
260.0	(27)	72,500	222,500	1.6570	45,680,850	49,716,773
Σ			222,500			

RC床版と同等耐力とした場合の終局破壊時の換算走行回数(切欠き部供試体) 4,970 万回

→本試験の載荷方法で換算走行回数5000万回とするための累計載荷回数 約23万回

(切欠き部供試体) RC床版供試体の終局破壊耐力と同等とした場合の最終載荷回数(偏載荷考慮)

k= 0.07835							
P kN	P' =P/1.176 kN	(tf)	Ni 回	Σ Ni 回	P' 1/Po	156.8kNへの換算 回	156.8kNへの換算 Σ N回
140.0	119.0	(12)	50,000	50,000	0.7587	1,474	1,474
180.0	153.1	(16)	50,000	100,000	0.9755	36,428	37,902
220.0	187.1	(19)	50,000	150,000	1.1923	471,801	509,703
260.0	221.1	(23)	621,000	771,000	1.4090	49,415,375	49,925,078
	Σ			771,000			

4,990 万回

→本試験の載荷方法で換算走行回数5000万回とするための累計載荷回数(偏載荷を考慮した場合 約78万回

2.3 試験結果

2.3.1 鉛直変位

支間中央 (D-10) の鉛直変位を図 2.5 に示す。鉛直変位は、荷重の増加に伴って増加し、最大の 260kN 荷重以降も微増するが、荷重回数 50 万回を超えてからはほぼ一定となっている。260kN 荷重の初期段階で橋軸直角方向にひび割れが生じているが、この段階で除荷時の残留たわみが増加傾向にある。その後、徐々にひび割れ本数は増加するものの、最終の荷重回数 78 万回においても大きな剛性低下は生じていないと言える。

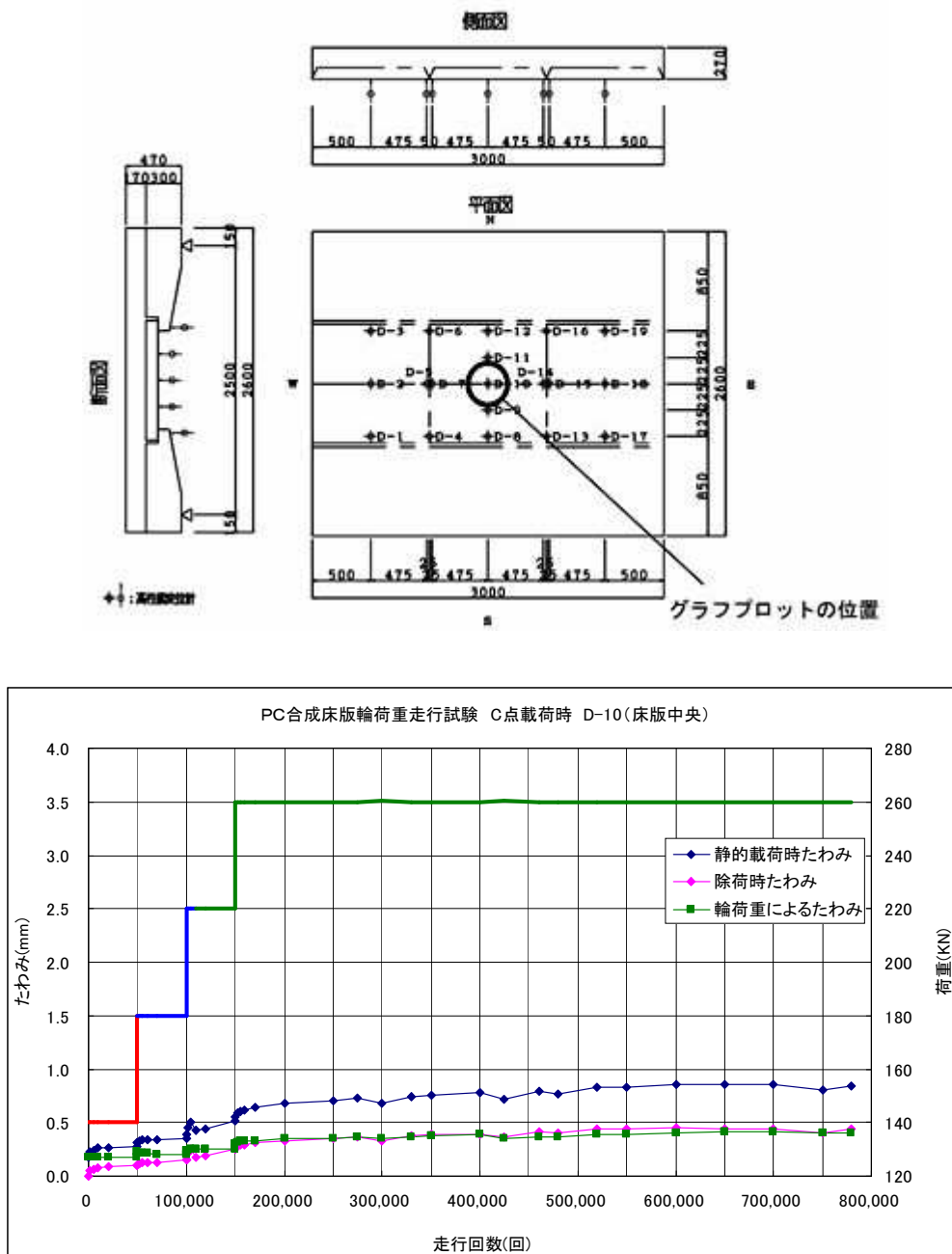


図 2.5 支間中央部の鉛直変位

2.3.2 ひび割れ

最初のひび割れは、260kN を 5 万回載荷した時点で供試体側面と主桁上フランジ切欠部下面および側面に目視確認された。いずれも橋軸直角方向（橋軸方向の引張）である。その後、260kN を 8 万回載荷した時点で PC 板に橋軸直角方向のひび割れが確認された。RC 供試体と同程度の疲労耐力に達するとして設定した最終載荷回数 78 万回に達しても顕著な変状は示さなかった。

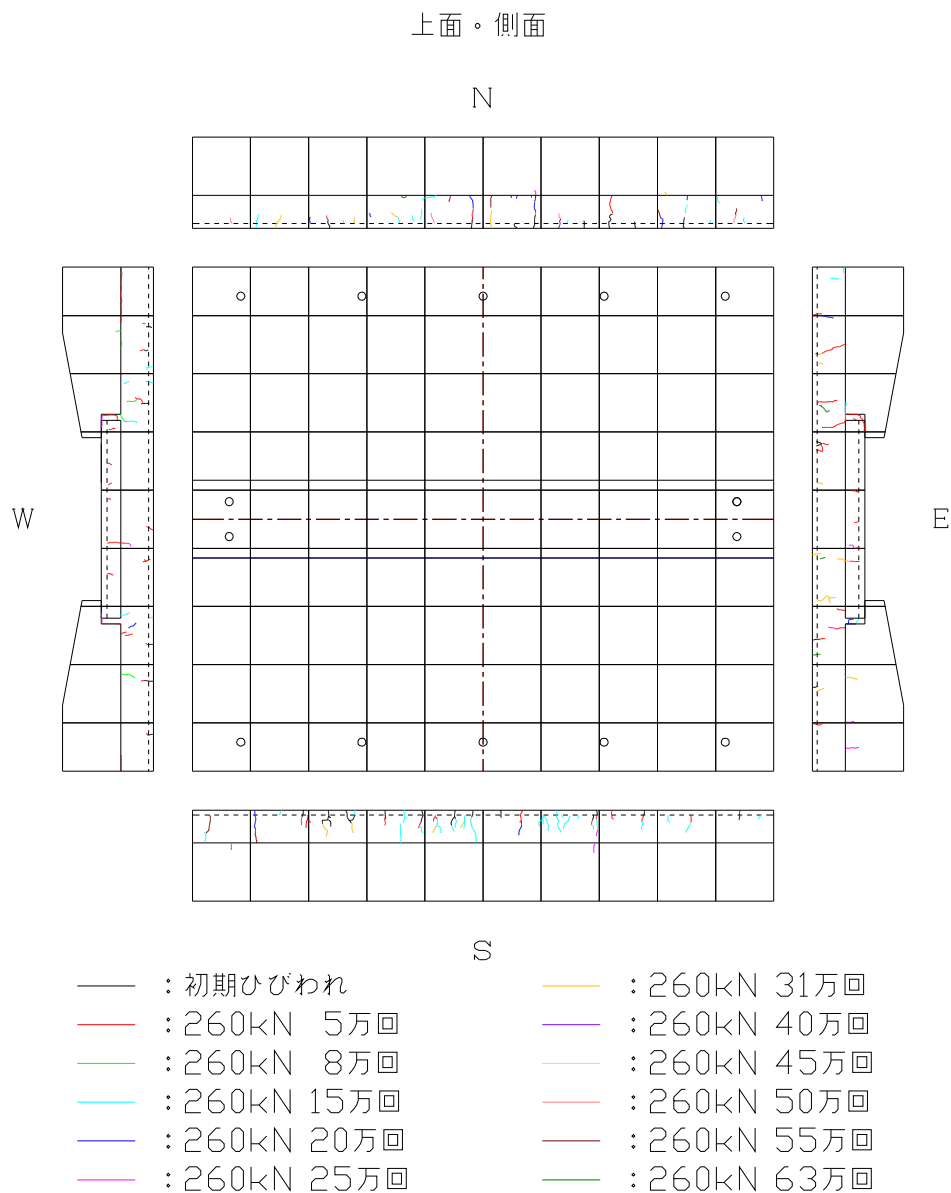


図 2.7 コンクリート上面および側面のひび割れ図

下面・切欠部側面 ※見上げ図

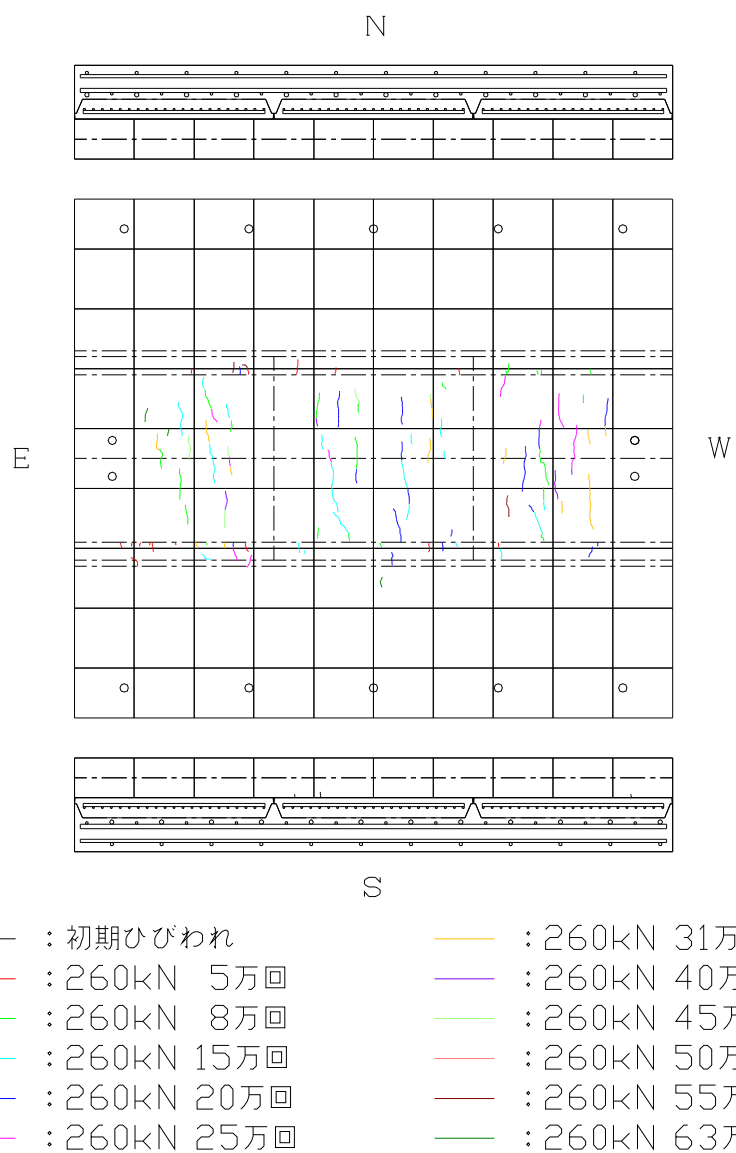


図 2.8 コンクリート下面および主桁上フランジ切欠部下面のひび割れ図

供試体を切断し、切断面のひび割れ状況を確認した。ひび割れは、PC 板継目部の無収縮モルタル部に生じており、無収縮モルタルと主桁の界面に付着が切れているようなひび割れも観察された。しかしながら、このひび割れは微細なものであり、無収縮モルタルは設計計算上考慮していないこともあり、耐久性上の問題は無いと言える。また、主桁上フランジ切欠部および場所打ち床版部にはひび割れは観察されなかった。

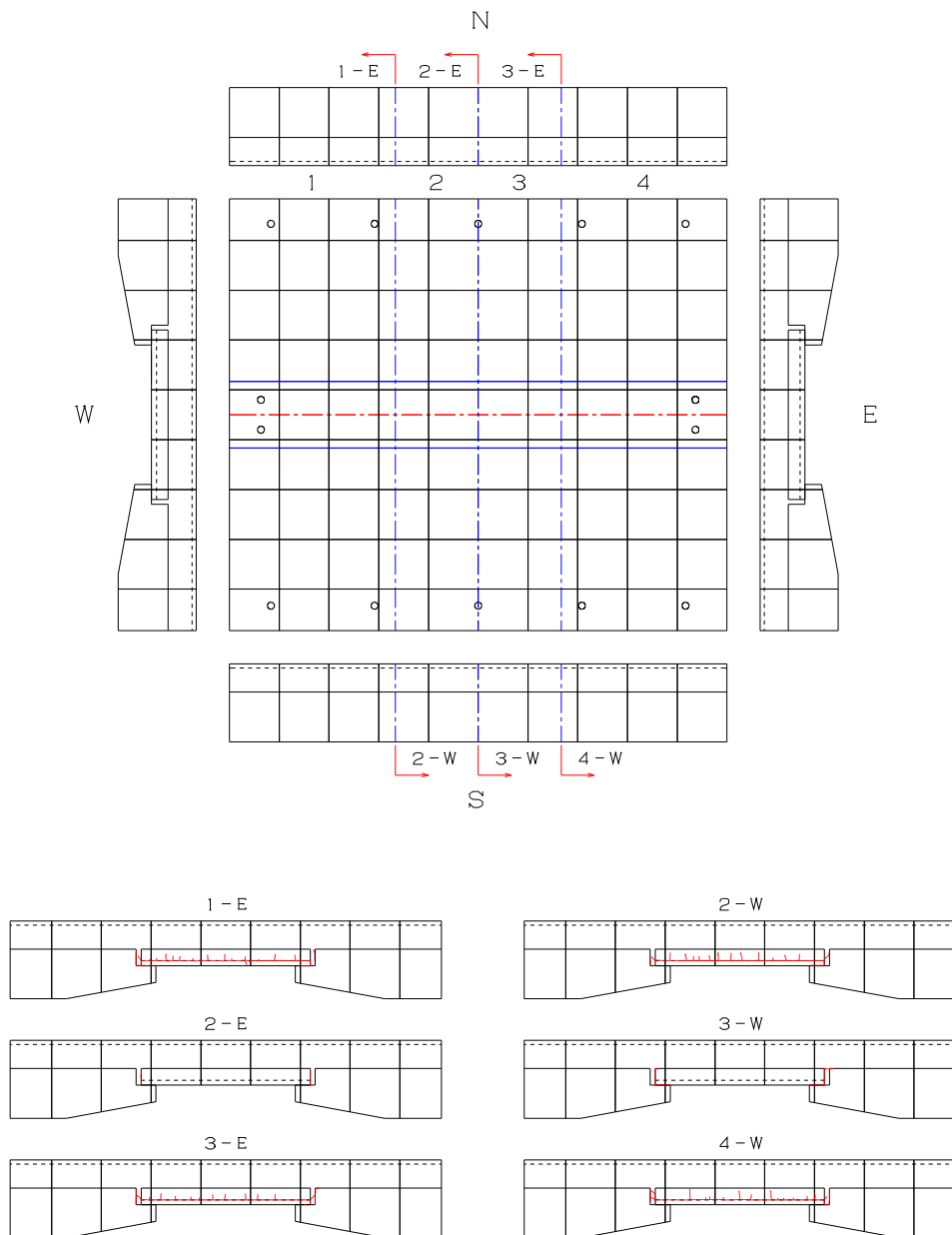


図 2.9 供試体切断位置と切断面のひび割れ図

§ 3 まとめ

以上の試験結果より、以下の点が確認された。

- (1) RC 供試体の終局破壊回数と同等として設定した輪荷重走行回数を載荷した後において、切欠部を考慮した供試体は、切欠部、床版部ともひび割れは発生するものの破壊には至っていない。よって少なくとも RC 供試体以上の疲労耐力を有していることが確認された。
- (2) 供試体鉛直変異の計測結果から、剛性の低下はほとんどないものと判断された。
- (3) ひびわれは、荷重が 260kN に達したあとに発生し、供試体側面および主桁上フランジ切欠部下面、PC 板下面の順番に発生し、その後増加したが、260kN を 31 万回載荷させた以降は新規ひびわれの発生は減少した。
- (4) 切断面には、無収縮モルタル部に微細なひびわれが確認されたが、主桁切欠部、PC 板および場所打ち床版部にはひびわれは確認できなかった。

第2編

設 計 計 算 例

設計計算書に明示が必要となる基本事項とその観点	参照箇所等
1 章 橋梁計画 1.1 橋梁計画の前提条件 ＜省略＞ 【補足】 設計計算書には、設計の前提条件となる橋梁計画及びその前提条件について明示することとなる。 1.1.1 橋の重要度 ＜省略＞ 【補足】 設計にあたっては、設計の前提条件となる道路管理者の設定する条件とともに設計との関わりについて明確にするために、橋の重要度に関連する事項について示すこととなる。 以下に、これらを示すにあたって、留意する事項の例を示す。 ・ 橋の重要度は、物流等の社会・経済活動上の位置づけや、防災計画上の位置づけ等の道路ネットワークにおける路線の位置づけや代替性を考慮して道路管理者により定められているものを確認しておく必要がある。また、地震後における橋の社会的役割及び地域の防災計画上の位置づけを考慮して道路管理者により定められている耐震設計上の橋の重要度についても確認しておく必要がある。 ・ 道路構造令上の道路区分や、物流等の社会、経済活動において、本橋の路線がネットワーク上どのような位置付けや重要度とされているのかは、橋の耐荷性能の確保の方法だけでなく、耐久性能の確保の方法として、災害以外の際に一時的な通行止めによる部材の交換を前提とした選択が可能かどうかなどを検討する際にも考慮が必要となる事項の一つとなる。 ・ 緊急輸送道路としてネットワーク機能を担うことを求められているのかどうかにより、橋の設計の際に災害時に求められる機能に応じた応急復旧方法なども含めた検討が必要かどうかなどが変わるのでこれを確認する必要がある。また、橋梁計画上、地域の防災計画との整合も重要であることから、津波想定浸水域や斜面崩壊の危険性の有無等について、確認しておくことも必要である。 ・ 迂回路となる路線に車両制限(重さ、高さなど)がある場合は、その条件等についても確認が必要である。 ・ 迂回路の道路機能の規模や、本橋が迂回路となるときにこの橋がおかれる状況の想定も勘案し、当該路線が担う道路ネットワーク機能ができるだけ絶えないように配慮する必要がある。	道示 I 編 1.4

1.1.2 設計供用期間

<省略>

【補足】

設計計算書には，設計の前提条件となる道路管理者の設定する条件と設計との関わりについて明確にするために，橋の設計供用期間について示すこととなる。

なお，本編の2章以降では，PCコンボ橋を対象として，平時及び緊急時にも適切な維持管理が行われることを前提に設計供用期間を100年とした場合の設計計算例を示している。

道示Ⅰ編 1.5

1.1.3 架橋位置特有の条件

<省略>

【補足】

設計計算書には、設計との関わりについて明確にするために、設計の前提条件となる架橋予定地点及びその周辺特有の状況に関する条件ならびにその設定根拠となった各種の調査についてその内容と結果を示すこととなる。

本編の2章以降ではPCコンボ橋を対象として、表-1.1.1、表-1.1.2に示す調査結果を前提とした設計計算例を示している。また、本書ではそれぞれの調査内容については記載を省略している。

表-1.1.1 調査結果一覧表（1）

調査項目		調査内容	調査結果
1) 架橋環境条件	①腐食環境	・地理的条件	※ C地域, 海岸線から500m(塩害の影響地域ではない)
		・凍結防止剤の有無	※ 無
		・その他	※ 温泉地などの腐食環境ではない
	②疲労環境	・荷重条件の設定	※ 1方向あたり2000台/日以上
	③路線条件	・将来拡幅	※ 無
		・付属施設	※ 鋼製高欄有, 標識無, 照明無, 添架物無, 遮音壁無
		・交差条件(構造寸法制約)	※ 市道X号線
	④気象・地形条件	・温度変化	※ 普通の地方
		・積雪	※ 有
		・降雨量	※ 橋面排水計画: 本書では設定していないが, 地域性等に配慮して適切に定める
		・設計水平震度	※ A1地域, I種地盤, レベル1地震動: $k_h=0.20$
		・地盤変動	※ 無(支点沈下: 無) 断層無し
		・過去の地震, 震災の記録	※ 無
2) 使用材料条件の特性及び製造に関する条件	・コンクリートプラント	※	プレキャストセグメントはJIS工場で製作するため供給の問題はない 場所打ち部は施工量を供給可能なJIS工場あり.
		・使用材料の制約	※ 無(特に制約を受けない)
		・コンクリート配合等制約	※ 無(通常配合可能)
3) 施工条件	①関連法規等	・搬入車両制限	※ 無
		・近接構造物	※ 無
		・クレーン作業制約	※ 無
	②運搬路等	・プレキャスト部材などの大型部材の運搬	※ 特に制約を受けない 舗装された道路を通行可能
	③現場状況等	・既設構造物	※ 無
		・現場地形等	※ ヤード制約無
	④自然現象	・気象	※ 架設に大きな影響は与えるような気象地域ではない

※省略

道示

I編1.6

II～IV編2章

V編1.3

表-1.1.2 調査結果一覧表（2）

調査項目		調査内容	調査結果
3) 施工条件	⑤現場周辺環境	・自然環境	※ 景観を含め特に留意することはない
		・歴史的背景	※ 無
		・生活環境	※ 住宅地から1km離れた山間部であり、特に留意する必要はない
	⑥既存資料調査	・設計、施工に影響する事項	※ 設計、施工に影響する事項は確認されなかった
	⑦周辺環境調査	・施工による周辺への影響度の把握	※ 周辺に建物は無いため、騒音、振動に対する制約はない
		・施工法、使用機械器具、作業方法等の検討	※ 周辺に建物は無いため、騒音、振動に対する制約はない
		・周辺環境の保全対策の検討	※ 史跡、文化財、防雪林、水源地、温泉等の特殊な環境は架橋位置周辺には無い
	⑧作業環境調査	・作業上の諸制約条件の把握	※ 特になし
		・近隣構造物と下部構造との相互影響度の検討	※ 近隣に構造物がない
		・施工法、工事用諸設備の位置、使用機械器具、作業方法等の検討	※ 特に制約はない
		・現場の保全対策及び施工安全対策の検討	※ 近隣に保全すべき文化財等はない
		・施工時の気象状況の予測	※ 過去の記録から、特に施工に制約を与える気象条件ではない
4) 維持管理条件	・環境条件		※ C地域、海岸線から500m(塩害の影響地域ではない)
	・使用条件		※ 凍結防止剤の散布無
	・管理条件		※ 定期点検(5年毎)を実施することを維持管理の条件としている

※省略

1.2 設計の基本方針

<省略>

【補足】

設計計算書には，具体的な設計の考え方などの設計の基本方針について明示することとなる。

道示Ⅰ編 1.8

1.2.1 適用する基準類

<省略>

【補足】

設計計算書には，設計内容の妥当性を証明するために，適用する基準類とともに，その適用にあたっての適切性を示す根拠について示すこととなる。

なお，本編の2章以降ではPCコンボ橋を対象として，橋梁設計全編にわたって表-1.2.1に示す適用する基準類を前提とした設計計算例を示している。

表-1.2.1 適用する基準類

①	橋，高架の道路等の 技術基準	国土交通省 都市局長・道路局長通知	平成29年7月
②	道路橋示方書・同解説	公益社団法人日本道路 協会	平成29年11月

※構造解析，抵抗特性の評価等，それぞれ該当する箇所でその他の基準類や図書等の文献を適用する場合には，それぞれの箇所で出典を示すこととなる。そして，使用条件や適用の範囲及び適用の前提となる力学条件等，ならびに，道示が実現しようとする信頼性も含めた性能や前提となる力学条件等との一致について妥当性を検討した過程も示すこととなる。

道示Ⅰ編 1.1(2)
解説

1.2.2 橋の耐荷性能の選択と設計方針

<省略>

【補足】

設計計算書には，どのような考え方で橋の耐荷性能を選択したのかについて明確にするために，橋の耐荷性能を選択した結果をその理由とともに示すこととなる。また，選択した橋の耐荷性能を実現するための各部材等の設計方針についても，その検討過程や理由とともに示すこととなる。

なお，本編の2章以降ではPCコンポ橋を対象として，橋の耐荷性能2を満足させるにあたって，以下の(1)～(3)に示す基本方針を前提とした場合の設計計算例を示している。

(1) 橋の耐荷性能の照査項目

橋の重要度(1.1.1)を踏まえ，橋の耐荷性能2を満足させるため，表-1.2.2に示した設計状況と橋の状態の各組合せに対して照査する。

表-1.2.2 橋の耐荷性能2に対する照査（道示I編 表-解5.1.1(b)）

状態 状況	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの 橋の状態
	橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない状態	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが，橋としてあらかじめ想定する荷重を支持する能力の範囲である状態	致命的な状態でない
永続作用や変動作用が支配的な状況	橋の限界状態1を超えないことの実現性		橋の限界状態3を超えないことの実現性
偶発作用が支配的な状況			橋の限界状態3を超えないことの実現性

道示I編

表-解5.1.1(b)

(2) 橋の限界状態

橋の限界状態は、一般には上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態によって代表させる。また、上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態は、これらを構成する各部材等の限界状態で代表させることとなる。

本書では、レベル2地震動を考慮する設計状況において、下部構造に塑性化を期待した場合の設計計算例を示している。そのため、下部構造の限界状態2を超えないことを照査するにあたっては、下部構造の部材等の限界状態2を超えないことを確認するとともに、その他の部材等が限界状態1を超えないことを確認することとなる。また、代表させた部材等毎に限界状態を超えないことを照査することとなるが、本書では床版、主桁、横桁についての設計計算例を示している。

なお、PCコンボ橋を構成するコンクリート部材の限界状態1においては、引張応力度が全断面有効とみなせる範囲に留まるため、ひび割れの発生は顕著ではないと考えられる。一方、限界状態3においては、コンクリート部材が曲げに対する抵抗力を発揮できなくなる限界の状態であり、ひび割れが発生してねじり剛性が低下していると考えられる。そのため、限界状態1に関してはねじり剛性を考慮し、限界状態3に関してはねじり剛性を無視してそれぞれ解析を実施する。また、主桁の設計において、プレキャストセグメントの接合面には鉄筋が配置されていないため、道示Ⅲ編5.4.2に規定される鉄筋拘束力は生じないものとして取り扱う。ただし、接合面以外の断面においては、鉄筋拘束の影響を考慮して限界状態を超えないことを照査することとする。

(3) 橋の耐荷性能を確保するために必要な維持管理上の条件

架橋位置特有の条件(1.1.3)等を踏まえ、橋の耐荷性能を確保するために必要な維持管理上の条件を示すこととなる。また、必要な維持管理が確実に容易に行えるように、構造設計上の配慮として部材等の設計に反映した事項をその検討過程や理由とともに示すこととなる。

なお、本編では設計で考慮した配慮事項や構造設計への反映方法についての記載は省略している。

道示Ⅰ編4章,
Ⅴ編2.4.5

設計方針
【3】(2)(B)

道示Ⅲ編5.4.2

1.3 架橋位置と橋の形式 1.3.1 架橋位置と橋の形式の選定 <省略> 【補足】 設計計算書には，どのような考え方で架橋位置と橋の形式を選定したのかについて明確にするために，架橋位置と橋の形式を選定した結果について，その検討過程や選定理由，構造設計上の配慮事項やその反映方法とともに示すこととなる。 なお，本編の2章以降ではPCコンボ橋を対象として，以下のような条件が与えられていることを前提とした場合の設計計算例を示している。 ① 架橋位置：橋梁一般図のとおりとする ② 橋の形式：PC単純コンボ橋 ③ 支承形式：固定・可動の単純支持構造 ④ 架設工法：架設桁架設 ⑤ 部材配置： i. 横桁や隔壁を設置し，適切な剛性が確保されている構造とした。 ii. 維持管理条件との適合性が確認された部材配置をした。 ※ 詳細設計段階にて既に検討されていた架橋位置（下部構造位置）や橋の形式を見直す場合は，その結果だけではなく，その経緯や根拠についても示すこととなる。	道示 I 編 1.7.1 I 編 1.7.2 I 編 1.8.3
---	--

1.3.2 橋梁一般図

<省略>

【補足】

本編の2章以降に示す設計計算例で対象としたPCコンポ橋の一般図を図-1.3.1に示す。下図は、工場にて製作したプレキャストセグメント桁を架設現場まで運搬し、ポストテンション方式によりプレストレスを与えて一体化することで主桁を構築するプレキャストセグメント工法によって施工することとした場合の一例である。プレキャストセグメント桁の接合面はエポキシ樹脂系接着剤を用いて目地を遮蔽し、プレキャストセグメント相互のせん断力の伝達のために鋼製接合キーを設ける構造としている。

なお、構造寸法以外の橋の設計概要を把握可能なその他の情報については、記載を省略している。

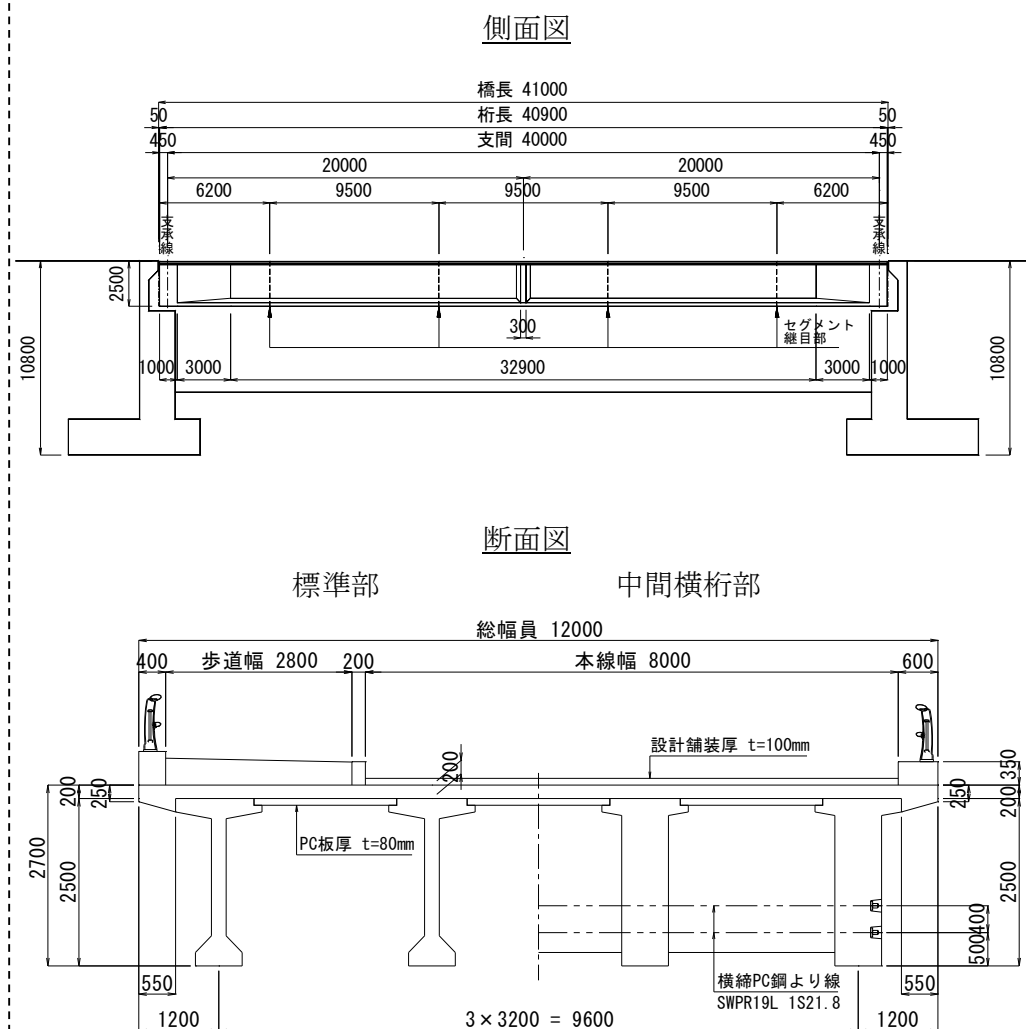


図-1.3.1 橋梁一般図

1.4 各部材の設計方針

<省略>

【補足】

前節までに定められた結果を踏まえ、各部材等の設計が行われることとなる。各部材の設計方針について、各部材の設計内容の妥当性を確認するために必要となる情報とともに示すこととなる。

1.4.1 各部材の耐荷性能に対する設計方針

<省略>

【補足】

設計計算書には、設計の基本方針と各部材の耐荷性能に対する設計方針との関係を明確にするために、各部材の耐荷性能に対する設計方針についてその考え方とともに示すこととなる。

なお、本編の 2 章以降では PC コンポ橋を対象として、各部材の耐荷性能に対する設計方針を以下のとおり定めた場合の設計計算例を示している。

(1) 上部構造を構成する部材等

本橋では、PC コンポ橋による主桁、PC 板、床版、横桁を部材として扱い設計を行うこととした。

上部構造は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況，ならびにレベル 2 地震動の影響を考慮する状況でも，荷重を支持する能力が損なわれていない状態に留めるように設計する。

(2) 接合部

PC コンボ橋の接合部として、①プレキャストセグメント同士、②主桁上フランジと場所打ち部、③ PC 板と場所打ち部（PC 合成床版の界面）、の 3 箇所について設計を行う。プレキャストセグメント同士の接合部は、連結された部材の接合面が荷重の支持能力が失われる限界の状態まで全圧縮であることを基本とし、想定を超える作用を受けた場合でも、急激に力学的特性が変化しないように設計を行う。主桁上フランジと場所打ち部の接合部は、横方向に対しては、合成床版として挙動することを前提とし、主方向に対しては、主桁と上フランジとが一体となり合成桁として挙動することを前提としてそれぞれ設計を行う。PC 板と場所打ち部の接合部は、横方向に対して PC 板と場所打ち床版とが一体となって合成床版として挙動することを前提として設計を行う。

設計方針

【1】 ∼ 【5】

設計方針

【1】 (3)

【2】 (4)

【3】 (4-1)

【3】 (4-2)

(3) 下部構造を構成する部材等

本編では，記載を省略している。

(4) 上下部接続部を構成する部材等

1) 支承部

本編では，記載を省略している。

2) 支承と上下部構造の取付部

本編では，記載を省略している。

1.4.2 各部材の耐久性能に対する設計方針

<省略>

【補足】

設計計算書には，設計の基本方針と橋の耐久性能や部材毎の耐久性能の確保の方法等に対する設計方針との関係を明確にするために，各部材の耐久性能に対する設計方針についてその考え方とともに示すこととなる。

なお，本編の2章以降ではPCコンボ橋を対象として，各部材の耐久性能に対する設計方針を以下のとおり定めた場合の設計計算例を示している。

(1) 上部構造を構成する部材等

コンクリート部材の経年的な劣化の影響として鋼材の腐食及び疲労に対して照査する。その具体の照査方法は，耐久性確保の方法（1.2.3(3)）で整理したとおり，道示に規定される標準的な方法によるものとする。

(2) 接合部

コンクリート部材の経年的な劣化の影響として鋼材の腐食及び疲労に対して照査する。その具体の照査方法は，耐久性確保の方法（1.2.3(3)）で整理したとおり，道示に規定される標準的な方法によるものとする。また，接合面のコンクリート内部鋼材に対しては，道示Ⅲ編 16.3(7)2)の方法により防食を行うものとする。

設計方針

【1】(3)

【2】(4)

【3】(4-1)

【3】(4-2)

道示Ⅲ編

16.3(7)2)

(3) 下部構造を構成する部材等

本編では，記載を省略している。

(4) 上下部接続部を構成する部材等

本編では，記載を省略している。

1.4.3 橋の使用目的との適合性を満足するために必要なその他検討

<省略>

【補足】

設計計算書には，「橋の使用目的との適合性を満足するために必要な事項」について検討し，設計に反映した事項について，どのような考え方で反映したのかについて明確にするために，「橋の使用目的との適合性を満足するために必要な事項」について，その検討過程や耐荷性能や耐久性能などとの関係とともに示すこととなる。

なお，本編では，橋の使用目的との適合性を満足するために必要な事項について検討を行った事項に関する記載は省略している。

1.4.4 施工に関する事項

<省略>

【補足】

設計計算書には，耐荷性能や耐久性能などの設計に用いる照査基準はその前提となる適切な施工方法や所要の品質が確保されていることなどが前提とされていることから，各部材の耐荷性能や耐久性能などの設計の妥当性について明確にするために，設計の前提とした施工の条件や配慮されるべき事項とともにその妥当性等に関する事項等について示すこととなる。

道示 I 編 7 章

1.4.5 維持管理に関する事項

<省略>

【補足】

設計計算書には、橋の性能を確保するにあたって、その前提となる維持管理の条件が定められている必要があることから、その前提となる維持管理の条件とその妥当性について明確にするために、設計の前提とした維持管理の条件や配慮した事項とともにその妥当性に関する事項等について示すこととなる。

なお、本編では維持管理に関する事項についての記載は省略している。

1.5 詳細設計条件

<省略>

【補足】

設計計算書には、詳細設計条件を体系的かつ要領よく明示することとなる。

なお、本編の2章以降では、PCコンボ橋を対象として、橋を設計する上で設定すべき設計条件や材料特性等の詳細設計条件を、1.5.1～1.5.3に示すように設定した場合の設計計算例を示している。

1.5.1 詳細設計条件

<省略>

【補足】

本編の2章以降に示す設計計算例で対象としたPCコンボ橋の詳細設計条件を表-1.5.1に示す。

表-1.5.1 設計条件一覧表

・構造諸元に関する設計条件		
①	橋 種	プレストレストコンクリート道路橋
②	構 造 形 式	PC 単純コンボ橋
③	床 版	PC 合成床版 (場所打ちコンクリート+PC 板)
④	橋 長	41.000m
⑤	桁 長	40.900m
⑥	支 間 長	40.000m (構造中心線上)
⑦	支 承 条 件	A1 : 固定, A2 : 可動
⑧	斜 角	A1=90°, A2=90°
⑨	平 面 線 形	R=∞
⑩	舗 装	アスファルト舗装 t=100mm (平均厚)
⑪	有 効 幅 員	車道 8.000m+歩道 3.000m
⑫	総 幅 員	12.000m
⑬	架 設 方 法	架設桁架設
・耐荷性能に関する設計条件		
①	活 荷 重	B活荷重
②	雪 荷 重	1.0kN/m ² ※)
③	風 荷 重	なし
④	遮 音 壁	なし
⑤	添 架 物	なし
⑥	温 度 変 化	±15℃
⑦	温 度 差	+5℃
⑧	地 盤 種 別	I 種地盤
⑨	設 計 水 平 震 度	k _h =0.20 (レベル 1 地震動)
・耐久性能に関する設計条件		
①	部 材 毎 の 設 計 耐 久 期 間	全ての部材を 100 年とする
②	塩 害 の 地 域 区 分	C 地域
③	凍 結 防 止 剤 の 散 布 の 有 無	なし

※) 本橋における雪荷重の設定

・1.0kN/m² 【道示 I 編 8.12(3)】

圧雪された状態で 150mm 程度の堆雪を想定した荷重であり、自動車が通行している状態を想定し、活荷重を含む荷重組合せに適用

道示 I 編
8.12(3)

1.5.2 使用材料及び特性値

<省略>

【補足】

本編の2章以降に示す設計計算例で対象としたPCコンボ橋の使用材料及び特性値を表-1.5.2から表-1.5.5に示す。

なお、使用材料及び特性値・物理定数については、個別の橋毎に個々の条件に応じて適切にそれぞれ設定する必要がある。

表-1.5.2 使用材料一覧

部位	材料	強度	摘要
主桁	主桁(プレキャストセグメント)及びPC板コンクリート	$\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ (早強ポルトランドセメント)	W/C=36%, JIS A5308 工場内プラントから供給
	場所打ちコンクリート	$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ (早強ポルトランドセメント)	W/C=43%, JIS A5308 レディーミクストコンクリート
	PC鋼材		
	主方向	SWPR7BL 12S15.2	JIS G3536
	PC板	SWPR7AL 1S9.3	JIS G3536
	鉄筋	SD345	JIS G3112
現場打ち	コンクリート	$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ (普通ポルトランドセメント)	W/C=50%, JIS A5308 レディーミクストコンクリート
	鉄筋	SD345	JIS G3112

施工時の検討は、プレキャストセグメントを工場出荷する時点において、コンクリートの圧縮強度が設計基準強度に達することを想定して行う。

使用材料の物性値を表-1.5.3～1.5.5に示す。

表-1.5.3 コンクリートの物理定数

		主桁	PC 板	場所打ち	備考
設計基準強度 (N/mm ²)		50	50	30	
プレストレス導入時の圧縮強度 (N/mm ²)		50	35	---	
ヤング係数 (N/mm ²)	プレストレス導入時	3.30×10^4	2.95×10^4	---	道示Ⅲ編 4.2.3
	材齢 28 日以降	3.30×10^4	3.30×10^4	---	道示Ⅲ編 4.2.3
クリープ係数	プレストレス導入	$\phi = 2.0$	$\phi = 3.0$	---	道示Ⅲ編 表-4.2.4
	橋面施工	$\phi = 1.7$	$\phi = 1.7$	---	道示Ⅲ編 表-4.2.4
乾燥収縮度		18×10^{-5}	20×10^{-5}	---	道示Ⅲ編 4.2.3 表-4.2.5

表-1.5.4 PC 鋼材の応力度制限値・物理定数

		主方向	横方向	PC 板	摘要
PC 鋼材種類		SWPR7BL	SWPR7BL	SWPR7AL	
		12S15.2	1S21.8	1S9.3	
引張強度 (N/mm ²)		1850	1830	1720	σ_{pu} 道示Ⅲ編 4.1.2
降伏強度 (N/mm ²)		1580	1580	1460	σ_{py} 道示Ⅲ編 4.1.2
初期緊張力 σ_{pi} (N/mm ²)		1300	1250	1225	
鋼材断面積 (mm ²)		1664.4	312.9	51.61	
シース径 ϕ (mm)		80	52	---	シース内径
セット量 (mm)		11.0	4.0	---	想定した定着工法の標準値
ヤング係数 E_p (N/mm ²)		1.95×10^5	1.95×10^5	1.95×10^5	道示Ⅲ編 4.2.2
PC 鋼材とシースの摩擦係数	λ (1/m)	0.004	0.004	---	道示Ⅰ編 8.4 解説
	μ (1/rad)	0.3	0.3	---	道示Ⅰ編 8.4 解説
リラクセーション率 (%)	1.5	1.5	導入時まで	1.5	道示Ⅲ編 4.2.2
			高温養生の影響	1.0	
			導入後	1.5	

道示Ⅲ編 4.2.3

道示Ⅲ編
表-4.2.4

道示Ⅲ編
表-4.2.5

道示Ⅲ編 4.1.2

道示Ⅲ編 4.2.2
道示Ⅰ編 8.4 解説

表-1.5.5 鉄筋コンクリート構造における鉄筋の応力度制限値

材 質	SD345	摘要
降伏強度 σ_{sy} (N/mm ²)	345	道示Ⅲ編 4.1.2
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の 引張応力度の基本値 (N/mm ²)	200	道示Ⅲ編 5.2.7
ヤング係数 E_s (N/mm ²)	2.00×10^5	道示Ⅲ編 4.2.2

道示Ⅲ編 4.1.2

道示Ⅲ編 5.2.7

道示Ⅲ編 4.2.2

1.5.3 かぶりの設定

<省略>

【補足】

本書で設定したかぶりは、道示Ⅲ編 5.2.3 及び道示Ⅲ編 6.2.3 に従い、棒部材の桁の最小かぶりである 35mm とした。なお、PC コンボ橋の床版は主桁フランジを兼ねる構造であることから、床版においても棒部材の桁の最小かぶりである 35mm を確保することとした。なお、プレキャストセグメントの製造は、品質管理が現場よりも容易で、コンクリートの品質も良好となりやすい工場で行うことを踏まえ、かぶりの増厚は考慮していない。

道示Ⅲ編 5.2.3

道示Ⅲ編 6.2.3

2 章 床版

2.1 検討概要

2.1.1 床版設計のフローチャート

以下に橋軸直角方向，橋軸方向の床版設計フローチャートを示す。

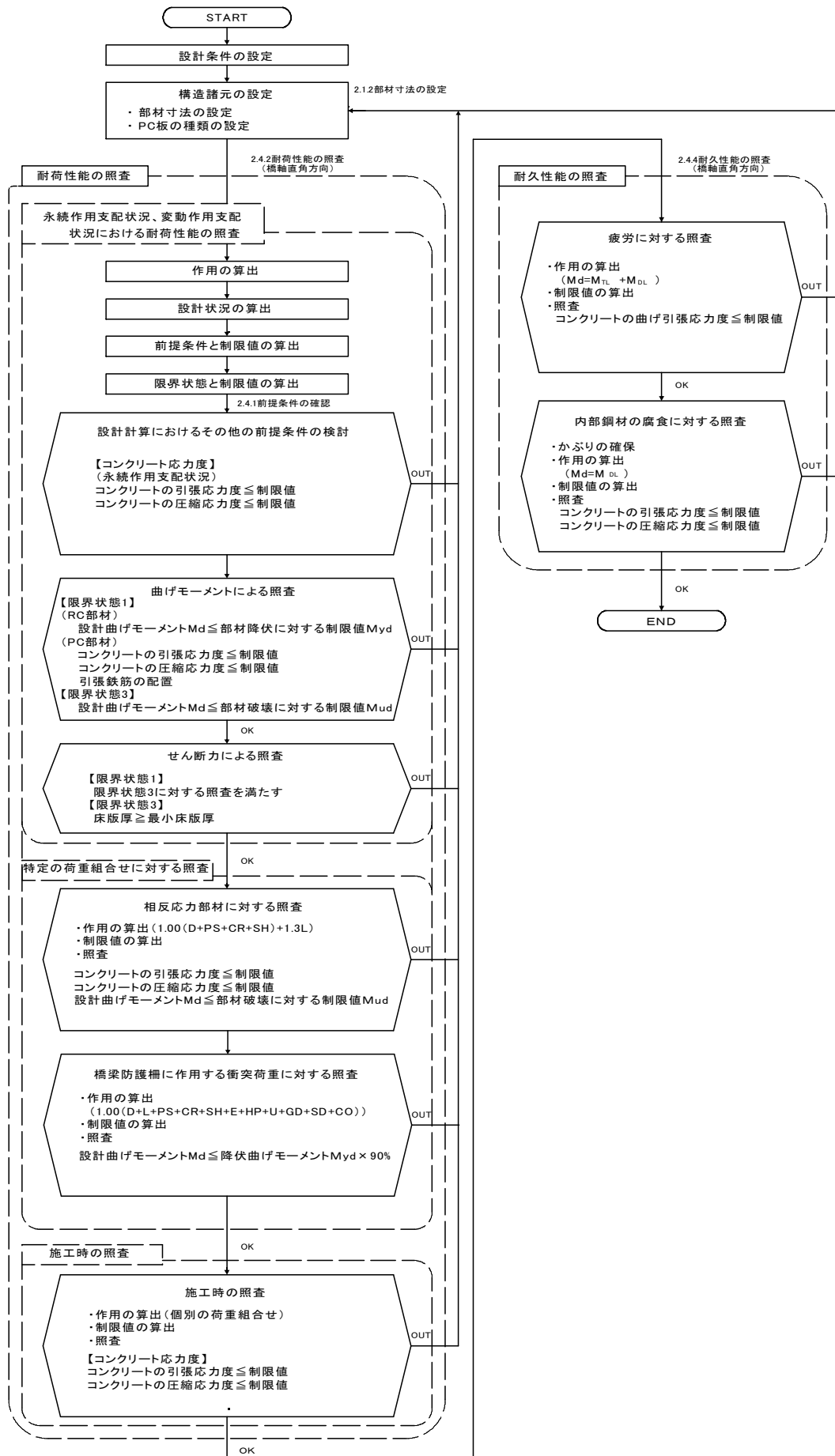


図-2.1.1 床版（橋軸直角方向）フローチャート

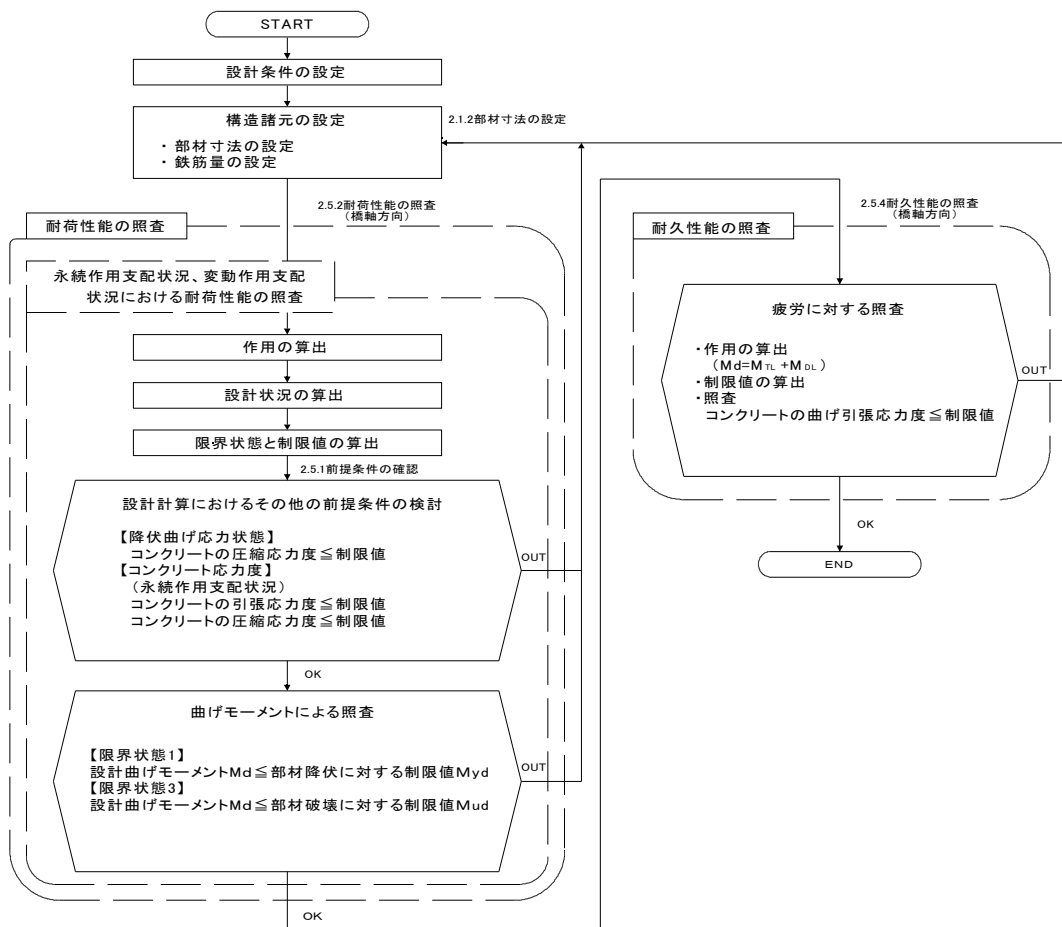


図-2.1.2 床版（橋軸方向）フローチャート

2.1.2 部材寸法の設定

(1) 最小床版厚の設定

車道部分での場所打ち部の最小全厚は、160mm とする。

【補足】

PC 合成床版は、PC 板と場所打ち部の合計厚さが道示Ⅲ編「9.2.4 床版の最小全厚」の規定を満足する必要があるが、さらに場所打ち部のみでも最小全厚として 160mm を確保することを基本とするのがよい。

これは、橋軸方向については場所打ち部のみで設計を成立させる必要があること、並びに、前述のとおり場所打ち部は場所打ち鉄筋コンクリート床版として必要な性能を発揮できる必要がある。特に、押抜きせん断に対しては主に床版厚で耐荷性能が決定されるため、場所打ち部のみで最小全厚の 160mm を確保することは安全側と考えられること、PC 板と舗装の間に位置するため点検や修繕を行うことも容易でなく、場所打ち床版単独でも床版として成立できることが維持管理の容易さにつながることを、また、合成桁としての特性を考えたときには、場所打ち部のみで構造が成立している必要があることが理由である。

(2) 床版厚の設定

床版厚は上記(1)に加え、道示Ⅲ編 10.4.2 (3)解説に従い算出する。

$$\begin{aligned}d &= k_1 \cdot k_2 \cdot d_0 \\&= 1.25 \times 1.0 \times 199 = 249\text{mm}\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}d &: \text{床版厚} \\d_0 &: \text{床版の最小全厚} \\d_0 &= 30 L + 110 \\&= 30 \times 2.97 + 110 = 199\text{mm} \geq 160\text{mm}\end{aligned}$$

(床版の区分：連続版)

L ：床版の支間＝2.97m

k_1 ：大型の自動車の交通量による係数

$k_1=1.25$ (1 方向あたりの大型車の計画交通量：2,000 台/日)

k_2 ：床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメント係数

$k_2=1.00$ (付加曲げモーメント：影響なし)

また、道路橋示方書Ⅲ編 10.4.2 (3) P262 より、15m を超える間隔で中間横桁を設ける場合は、Ⅲ編 9.2.4 に規定する床版の最小全厚を 10% 増加する。

よって、床版厚＝ $d \cdot 1.10=249 \times 1.10=273.9\text{mm} \rightarrow 280\text{mm}$

道示Ⅲ編 9.2.4
床版の最小全厚
設計方針

【2】(1-4)

道示Ⅲ編 9.2.4
道示Ⅲ編
10.4.2 (3) 解説

【補足】

床版厚 (d) は、最小の床版厚の計算値であり、本書では最小値以上を確保し 10 mm 単位の床版厚としている。

片持部 (床版の区分：片持版) に必要な床版厚の計算は、本書では記載を省略している。

(3) 床版のハンチの取り方

ハンチ部の有効高さは、図-2.1.3 に示すように上フランジ切欠部の下端から 1:3 の部分をとるものとする。

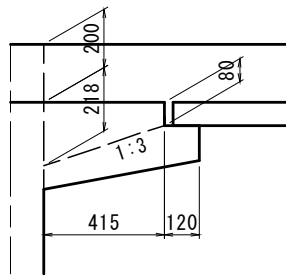


図-2.1.3 床版支点部の有効断面の取り方

【補足】

支点部はハンチ形状となるため、有効断面は道示Ⅲ編 9.2.7 の規定に従い設定することとなる。床版曲げにより作用する圧縮力はプレキャスト PC 板から上フランジ切欠部の間詰めコンクリートを経て上フランジに伝達されるため、図-2.1.3 のように上フランジ切欠部の下端から 1:3 の部分をとるものとする。

道示Ⅲ編 9.2.7
床版のハンチ
設計方針
【2】(1-3)(B)

2.2 床版の設計断面力

2.2.1 荷重の特性値による断面力の算出

(1) 橋軸直角方向断面力の算出

1) 中間床版

断面力は、道示Ⅲ編 9.2.3 および道示Ⅲ編 10.4.2 (3)解説に従い算出した。

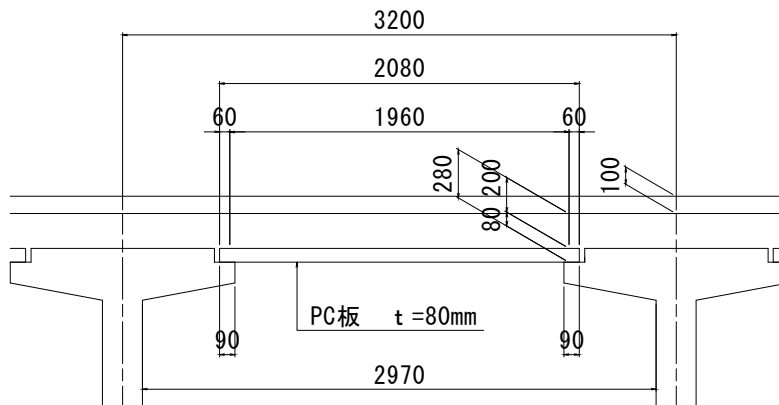


図-2.2.1 断面図（中間床版）

以下に荷重の特性値による床版の断面力（橋軸直角方向；中間床版）を示す。

表-2.2.1 荷重の特性値による床版の断面力（橋軸直角方向；中間床版）

				支間中央	支点
				kN・m	kN・m
P 設 C 計 板 時	PC板自重			0.94	—
	場所打ち部自重			2.35	—
	死荷重合計			3.29	—
	作業荷重			1.68	—
	死荷重、作業荷重合計			4.97	—
P 床 C 版 合 設 成 計 時	D	橋面荷重		2.23	-2.23
	SW	雪（活荷重載荷）		0.88	-0.88
	L	活荷重	max	39.88	—
			min	—	-59.28

道示Ⅲ編 9.2.3
床版の設計曲げ
モーメント
道示Ⅲ編 10.4.2
(3)解説

2) 片持床版

断面力は、道示Ⅲ編 9.2.3 に従い算出した。

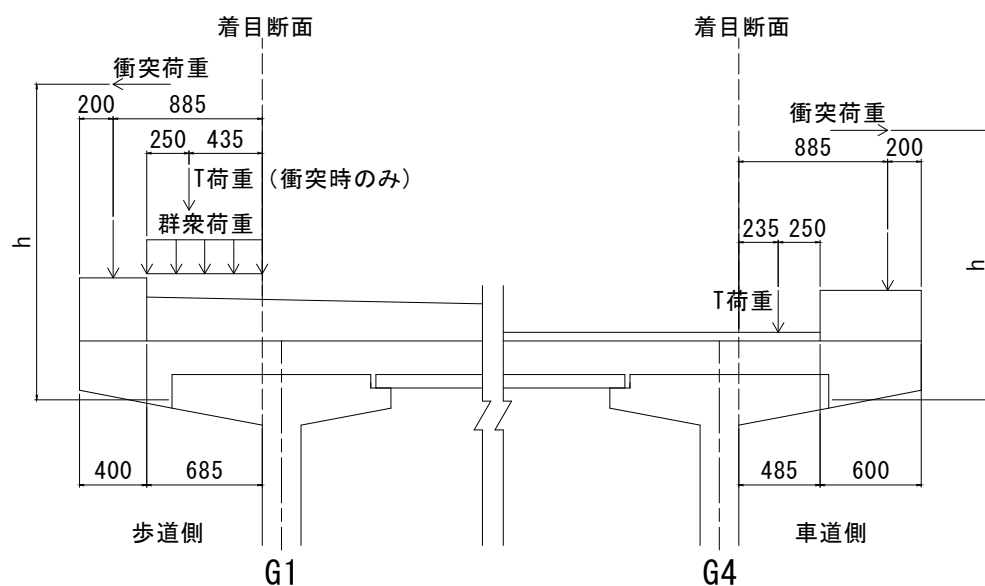


図-2.2.2 断面図（片持床版）

以下に荷重の特性値による床版の断面力（橋軸直角方向；片持床版）を示す。

表-2.2.2 荷重の特性値による床版の断面力（橋軸直角方向；片持床版）

				左側ウェブ 付根（歩道側）	右側ウェブ 付根（車道側）
				kN・m/m	kN・m/m
片床 持版 ち部	各 荷 重 毎	D	死荷重	-12.14	-11.39
		SW	雪（活荷重載荷）	-0.59	-0.59
		L	活荷重	-1.17	-42.30
	衝突 作用 時 荷重	D	死荷重	-12.14	-11.39
		L	活荷重	-53.34	-42.30
		衝突荷重		-20.28	-16.25

3) 上フランジ先端部の断面力の算出

支点部・支間中央部以外の曲げモーメントの設計値は、以下のように算出する。

【活荷重の場合（図-2.2.3）】

- ・正曲げについては、支間中央を支間曲げモーメントの設計値 M_{max} 、支点部を0として放物線ですりつける。
- ・負曲げについては、支点部を支点曲げモーメントの設計値 M_{min} 、支間中央部を0として放物線ですりつける。

道示Ⅲ編 9.2.3
床版の設計曲げ
モーメント

設計方針
【2】（1-1）

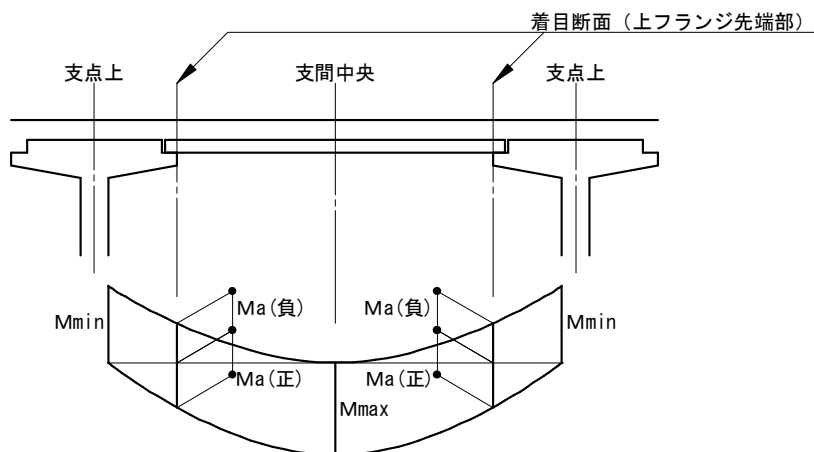


図-2.2.3 床版中間部の活荷重による曲げモーメントの設計値

【死荷重，雪荷重の場合(図-2.2.4)】

- ・ 支間中央の正曲げモーメントの設計値と支点部の負曲げモーメントの設計値を通る放物線で補間する。

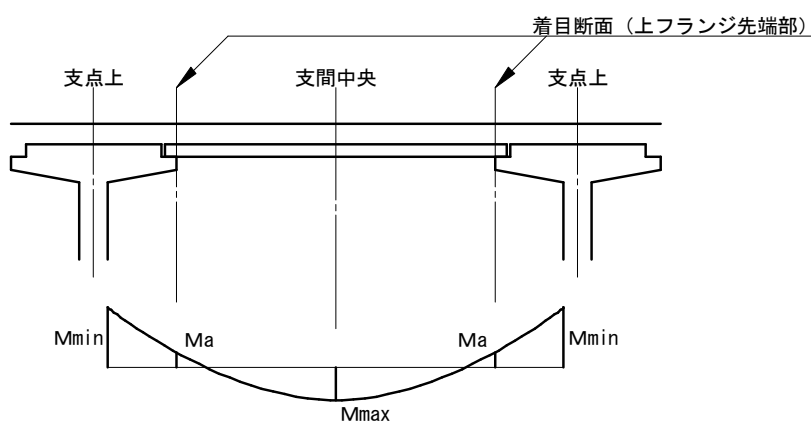


図-2.2.4 床版中間部の死荷重, 雪荷重による曲げモーメントの設計値

(2) 橋軸方向断面力の算出

断面力は，道示Ⅲ編 9.2.3 に従い算出した。

以下に荷重の特性値による床版の断面力（橋軸方向）を示す。

表-2.2.3 作荷重の特性値による床版の断面力（橋軸方向）

		橋軸方向
		kN・m
PC合成床版設計時	活荷重	26.96

道示Ⅲ編 9.2.3
床版の設計曲げ
モーメント

2.2.2 荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した断面力の算出

(1) 橋軸直角方向断面力の算出

1) 中間床版

道示Ⅰ編 3.3 に規定される部分係数を考慮し算出される作用効果 $\Sigma S_i(\gamma_{pi}\gamma_{qi}P_i)$ である床版に生じる断面力は以下ようになる。

表-2.2.4 荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した
床版の断面力（橋軸直角方向；中間床版）

				支間中央	支点
				kN・m	kN・m
P 床 C 版 合 設 成 計 時	D	橋面荷重		2.34	-2.34
	SW	雪（活荷重載荷）		0.88	-0.88
	L	活荷重	max	49.85	—
			min	—	-74.10

2) 片持床版

表-2.2.5 荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した
床版の断面力（橋軸直角方向；片持床版）

				左側ウェブ 付根(歩道側)	右側ウェブ 付根(車道側)
				kN・m/m	kN・m/m
片床 持ち部	各荷重毎	D	死荷重	-12.75	-11.95
		SW	雪（活荷重載荷）	-0.59	-0.59
		L	活荷重	-1.46	-52.88
	衝突作用時荷重	D	死荷重	-12.14	-11.39
		L	活荷重	-53.34	-42.30
		衝突荷重		-20.28	-16.25

道示Ⅰ編 3.3

道示Ⅲ編 3.3

道示Ⅲ編 3.5

道示Ⅰ編

表-3.3.1

3) 上フランジ先端部の断面力の算出

図 2. 2. 3 および図 2. 2. 4 の検討断面位置での荷重組み合わせ及び荷重係数を考慮した床版の断面力は以下ようになる。

表-2. 2. 6 荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した
床版の断面力（上フランジ先端部）

			正曲げ	負曲げ
			kN・m	kN・m
上 ジ フ 先 端 部	D	橋面荷重	0.42	0.42
	SW	雪（活荷重載荷）	0.16	0.16
	L	活荷重	29.45	-30.32

(2) 橋軸方向断面力の算出

表-2. 2. 7 荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した
床版の断面力（橋軸方向）

		橋軸方向
		kN・m
PC合成床版設計時	活荷重	33.70

2. 3 床版の降伏曲げモーメント・破壊抵抗曲げモーメントの特性値の算出

2. 3. 1 橋軸直角方向

(1) 場所打ち部の鉄筋配置の設定

- 1) 場所打ち部の橋軸直角方向（中間床版）の配筋を下図に示す。

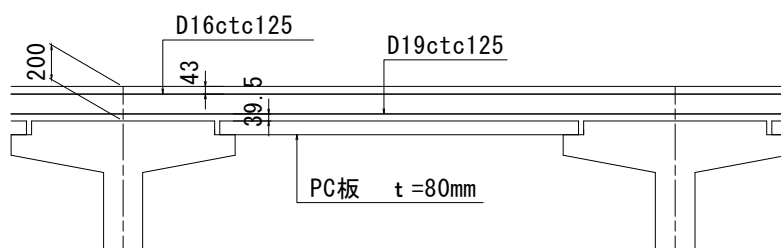


図-2. 3. 1 場所打ち部の鉄筋配置（橋軸直角方向；中間床版）

なお、橋軸直角方向の鉄筋を折り曲げて配置する場合には、道示Ⅲ編 9. 2. 5(6)の規定を参照する。

設計方針【4】

道示Ⅲ編
9. 2. 5(6)

【補足】

鉄筋位置をできるだけ下側にして引張領域に鉄筋を配置した場合、コンクリートが鉄筋周囲に十分に行き渡っているか確認できない。そのため、確実にコンクリートが鉄筋周囲に行き渡ることを保証するため、場所打ち部の下側鉄筋は、PC板とのあきを30mmとして配置する。ただし、塩害対策区分では、PC板継ぎ目部において道示Ⅲ編 6.2.3 で規定するかぶりを満足することとする。

また、かぶりについては図 6.1.1 に示すとおり C の距離で確保する。

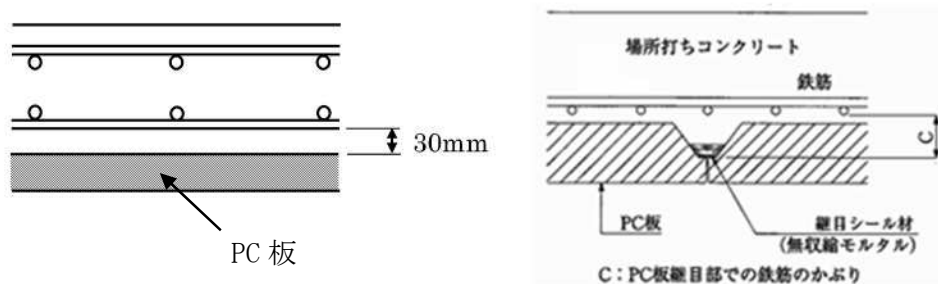


図-2.3.2 鉄筋のあきおよびかぶり

2) 場所打ち部の橋軸直角方向（片持床版）の配筋を下図に示す。

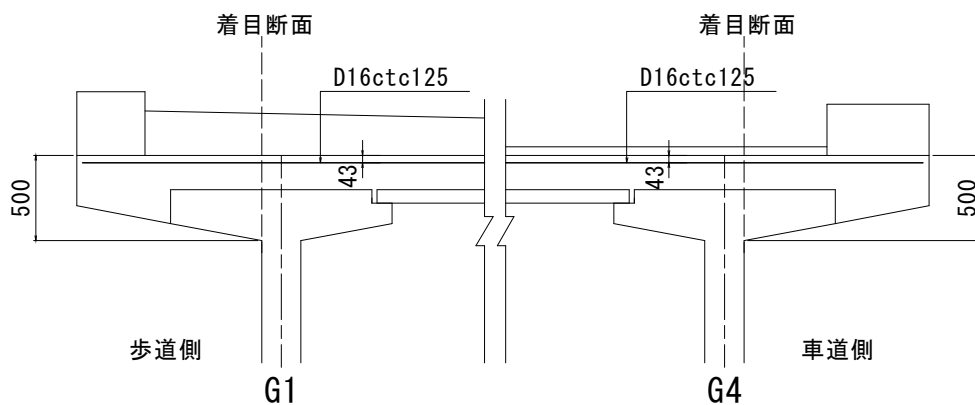


図-2.3.3 場所打ち部の鉄筋配置（橋軸直角方向；片持床版）

道示Ⅲ編 5.2.3

道示Ⅲ編 6.2.3

(2) PC 板の PC 鋼材配置の設定

PC 板の PC 鋼材配置を下図に示す。

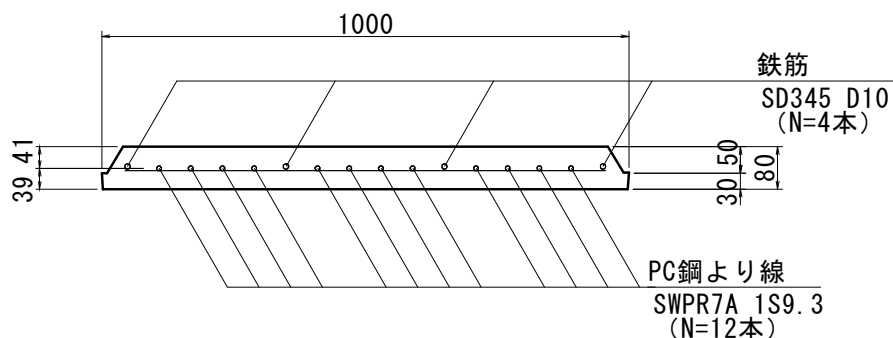


図-2.3.4 PC 板の PC 鋼材配置

(3) 降伏曲げモーメント・破壊抵抗曲げモーメントの特性値の算出

RC 部材の降伏曲げモーメントと破壊抵抗曲げモーメントは、道示Ⅲ編 5.5.1 及び道示Ⅲ編 5.7.1 に従い以下のとおり算出する。RC 部材の降伏曲げモーメントは、鉄筋ひずみが σ_{sy}/E_s ($=0.001725$) に達するかコンクリートの圧縮応力度が設計基準強度の $2/3$ となる状態のときの曲げモーメントとし、破壊抵抗曲げモーメントは、コンクリートの圧縮縁ひずみが 0.0035 に達する状態のときの曲げモーメントとする。

表-2.3.1 および表-2.3.2 に、中間床版と片持床版の永続作用支配状況における降伏曲げモーメントと破壊抵抗曲げモーメントを示す。

表-2.3.1 床版の降伏曲げ・破壊抵抗曲げモーメント（中間床版）

				支間中央	支点	上フランジ 先端部
部材厚			m	0.200	—	0.200
正曲げ	鉄筋	配筋	—	D19ctc125	—	D19ctc125
		有効高	m	0.161	—	0.161
	降伏曲げMyc		kN・m	—	—	(鉄筋降伏) 108.65
	破壊曲げMuc			114.31	—	114.31
部材厚			m	—	0.418	0.280
負曲げ	鉄筋	配筋	—	—	D16ctc125	D16ctc125
		有効高	m	—	0.375	0.237
	降伏曲げMyc		kN・m	—	(鉄筋降伏) 188.98	(鉄筋降伏) 116.90
	破壊曲げMuc			—	199.49	123.85

道示Ⅲ編 5.5.1
道示Ⅲ編 5.7.1

表-2.3.2 床版の降伏曲げ・破壊抵抗曲げモーメント（片持床版）

				左(歩道) ウェブ付け根	右(車道) ウェブ付け根
部材厚			m	0.500	0.500
負曲げ	鉄筋	配筋	—	D16ctc125	D16ctc125
		有効高	m	0.457	0.457
	降伏曲げMyc		kN・m	(鉄筋降伏) 232.12	(鉄筋降伏) 232.12
	破壊曲げMuc			244.44	244.44

2.3.2 橋軸方向

(1) 場所打ち部の鉄筋配置の設定

場所打ち部橋軸方向の配筋を下図に示す。

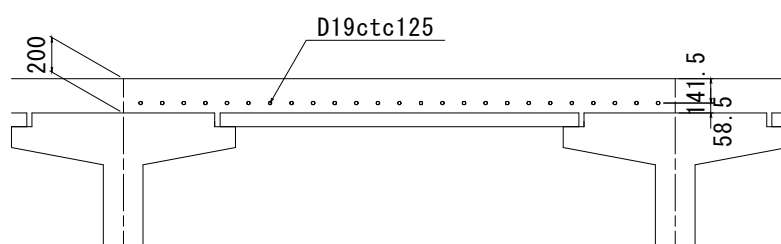


図-2.3.5 場所打ち部の鉄筋配置（橋軸方向）

(2) 降伏曲げモーメント・破壊抵抗曲げモーメントの特性値の算出

道示Ⅲ編 5.5.1 及び道示Ⅲ編 5.7.1 に従い算出した。

表-2.3.3 床版の降伏曲げ・破壊抵抗曲げモーメント（橋軸方向）

				橋軸方向
部材厚			m	0.200
正曲げ	鉄筋	配筋	—	D19ctc125
		有効高	m	0.141
	降伏曲げMyc		kN・m	(※) 94.74
	破壊曲げMuc			99.29

※コンクリートの圧縮応力度が設計基準強度の2/3に達する状態

道示Ⅲ編 5.5.1

道示Ⅲ編 5.7.1

2.4 橋軸直角方向の床版の設計

2.4.1 前提条件

(1) 鉄筋コンクリート床版

1) 弾性ひずみとクリープひずみの評価

永続作用支配状況においてコンクリートに生じる応力度は、下表のとおりである。コンクリートに生じる圧縮応力度は圧縮強度の 1/3 程度以下となることから、道示Ⅲ編 5.1.5(3)解説のとおり応力度計算のときにヤング係数比を 15 としてクリープの影響を評価できることを確認した。

表-2.4.1 永続作用支配状況でのコンクリート応力度

			中間床版		片持ち 床 版	
			支 点	フランジ先端		
設計 曲げ	作用の組合せ		—	永続作用支配状況		
	断面力		(kN・m)	-2. 34	0. 42	-12. 75
有効高			(mm)	375. 0	160. 5	457. 0
配筋条件			—	D16@125	D19@125	D16@125
RC 計算	鉄 筋	応力度	(N/mm ²)	4. 4	1. 4	19. 3
	コンク リート	応力度		0. 12	0. 08	0. 49
		制限値		$\sigma_c \leq 10. 0$		
	判 定			OK	OK	OK

(2) PC 合成床版（場所打ち部および PC 板）

PC 鋼材のリラクセーションの影響の評価とコンクリートのクリープひずみ及び乾燥収縮度の算出を道示に従い行う場合の前提条件として以下の項目について確認する。

1) リラクセーションの影響の評価

プレストレッシング直後の PC 鋼材応力度の制限値は、道示Ⅲ編 表-5.1.1 の小さい方とされている。よって制限値は以下のとおりとなる。

$$\left. \begin{array}{l} 0.70 \sigma_{pu} = 0.70 \times 1720 = 1204 \text{ N/mm}^2 \\ 0.85 \sigma_{py} = 0.85 \times 1460 = 1241 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow 1200 \text{ N/mm}^2$$

プレストレッシング直後の PC 鋼材応力度は下表のとおりとなり、PC 鋼材応力度の制限値を超えない。また、PC 鋼材の図心位置のコンクリートの圧縮応力度が制限値を下回らない。よって、道示Ⅲ編 4.2 に従い PC 鋼材のリラクセーションの影響を評価できることが確認できた。

道示Ⅲ編
5.1.5(3)

道示Ⅲ編
5.1.5(2)
道示Ⅲ編
5.1.5(3)

表-2.4.2 PC 鋼材応力度（プレストレス直後）

PC 鋼材応力度	(N/mm ²)	1133.3
制限値		$\sigma_p \leq 1200$
判 定		OK

表-2.4.3 永続作用支配状況での鋼材図心位置における
コンクリート応力度（PC 板）

コンクリート応力度	(N/mm ²)	5.58
制限値		$\sigma_c \geq 5.0$
判 定		OK

2) 弾性ひずみとクリープひずみの評価

永続作用支配状況におけるコンクリートの応力度は、下表のとおりとなる。これより、コンクリートに発生する圧縮応力度は道示Ⅲ編 5.1.5(3)に規定される制限値を超えない。よって、道示Ⅲ編 4.2.3 及び道示Ⅰ編 8.4 の規定に従いコンクリートのクリープの影響及び乾燥収縮度を評価できることが確認できた。

道示Ⅲ編
5.1.5(3)
道示Ⅲ編 4.2.3
道示Ⅰ編 8.4

表-2.4.4 永続作用支配状況でのコンクリート応力度（PC 板）

		上 縁	下 縁
コンクリート応力度	(N/mm ²)	10.27	4.82
制限値		0.0 ≤ σ _c ≤ 17.0	
判 定		OK	OK

表-2.4.5 永続作用支配状況でのコンクリート応力度（場所打ち部）

		上 縁	下 縁
コンクリート応力度	(N/mm ²)	0.17	-0.07
制限値		$\sigma_c \leq 10.0$	
判 定		OK	OK

2.4.2 耐荷性能の照査

(1) 床版の耐荷性能に関する照査項目

床版の耐荷性能に関する照査項目は道示Ⅲ編 9.3 及び 9.4 に従い、下表のとおりとする。

道示Ⅲ編 9.3
道示Ⅲ編 9.4

表-2.4.6 床版（橋軸直角方向）の耐荷性能に関する照査項目

状 態 状 況	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの 橋の状態
	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている 限界の状態 (部材の限界状態 1)	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態 (部材の限界状態 2)	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態 (部材の限界状態 3)
永続作用や 変動作用が 支配的な状況	・ 曲げモーメント ＜RC 床版部＞ $M d \leq M y d$ ・・・道示Ⅲ編 5.5.1(3) ・ ・・・道示Ⅲ編 5.6.1(3) ・ セン断力 同右 ・・・道示Ⅲ編 9.3.2		・ 曲げモーメント $M d \leq M u d$ ・・・道示Ⅲ編 9.4.1, 5.7.1 ・ セン断力 床版厚 $\geq$ 最小床版厚 ・・・道示Ⅲ編 9.4.2
偶発作用が 支配的な状況	・ 曲げモーメント $M d \leq M y d$ ・・・道示Ⅲ編 5.5.1(3) ・ セン断力 同右 ・・・道示Ⅲ編 9.3.2		・ 曲げモーメント $M d \leq M u d$ ・・・道示Ⅲ編 9.4.1, 5.7.1 ・ セン断力 床版厚 $\geq$ 最小床版厚 ・・・道示Ⅲ編 9.4.2

(2) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況

1) 断面力の算出

作用の組合せを考慮した断面力は、道示Ⅰ編 3.3 に従い算出する。

道示Ⅰ編 3.3

表-2.4.7 活荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した断面力の集計

		断面力
支間曲げ モーメント (kN・m)	永続支配 (D)	2.34
	変動支配 (D+L)	52.19
	変動支配 (D+L+SW)	53.08
	耐久性 (防食)	2.23
	耐久性 (疲労)	42.11
支点曲げ モーメント (kN・m)	永続支配 (D)	-2.34
	変動支配 (D+L)	-76.44
	変動支配 (D+L+SW)	-77.33
	耐久性 (防食)	-2.23
	耐久性 (疲労)	-61.51

2) 曲げモーメントによる限界状態 1 に対する照査

① 鉄筋コンクリート床版（中間床版部）

降伏曲げモーメントの制限値は下表のとおりとなり、部材降伏に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態 1 に対する照査を満足する。

【補足】

床版支間中央部（A-A）は、場所打ち部+PC 板を一体として評価する。床版支点部（B-B）は、場所打ち部+主桁上フランジを一体として評価する。ただし、ハンチの取り方は図-2.4.1 に示す通りとする。PC 板の端部（C-C）は、正曲げに対しては床版の厚さを場所打ち部のみの厚さとして評価する。負曲げに対しては床版の厚さを場所打ち部+PC 板の厚さとして評価する。

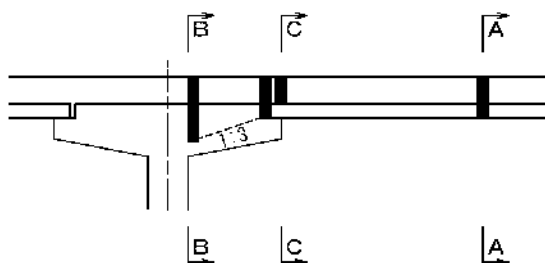


図-2.4.1 限界状態 1 における床版の有効断面

表-2.4.8 中間床版 B, C 部の限界状態 1 に対する照査

		支点 B 部	上フランジ先端 C 部	
			正曲げ	負曲げ
曲げモーメント				
永続支配 (D)	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	-2.34	0.42	0.42
変動支配 (D+L)	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	-76.45	29.87	-29.90
変動支配 (D+L+SW)	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	-77.33	30.03	-29.74
床版厚	$t : (\text{mm})$	418.0	200.0	280.0
かぶり	$d_s : (\text{mm})$	43.0	39.5	43.0
有効高	$d : (\text{mm})$	375.0	160.5	237.0
配置鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	1588.8	2292.0	1588.8
配筋条件		D16@125	D19@125	D16@125
降伏曲げモーメント特性値	$M_{yc} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	188.98	108.65	116.90
降伏曲げモーメント制限値	$M_{yd} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	144.57	83.11	89.43
安全度		1.88	2.77	2.99

道示Ⅲ編 9.3.1
道示Ⅲ編
5.5.1(3)
設計方針【2】
(1-2)

② PC 合成床版

PC 合成床版における場所打ち部と PC 板に作用するコンクリートの曲げ応力度は下表のとおりで、引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-5.6.1） 3.1N/mm^2 と圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-5.6.2） 25.5N/mm^2 を超えないことから、曲げモーメントを受ける床版の限界状態 1 に対する照査を満足する。

表-2.4.9 PC 合成床版部の限界状態 1 に対する照査

	場所打ち部		PC 板	
	上縁 (N/mm^2)	下縁 (N/mm^2)	上縁 (N/mm^2)	下縁 (N/mm^2)
有効プレ	-	-	6.77	7.86
床版荷重	-	-	3.09	-3.09
橋面荷重	0.16	-0.06	-0.07	-0.18
雪荷重	0.06	-0.02	-0.03	-0.07
活荷重	2.93	-1.11	-1.31	-3.22
永続支配 (D)	0.17	-0.07	10.27	4.82
変動支配 (D+L)	3.83	-1.46	8.63	0.80
変動支配 (D+L+SW)	3.90	-1.48	8.60	0.73
応力度制限値	$\sigma_{ca} \leq 10.0$	$\sigma_{ca} \leq 10.0$	$-3.10 \leq \sigma_{ca} \leq 25.5$	$-3.10 \leq \sigma_{ca} \leq 25.5$

表-2.4.9 のとおり、コンクリートの引張応力度は 3.5N/mm^2 を超えないので、道示Ⅲ編 5.3.3(2) に従い T_c / σ_{smax} で算出された引張鉄筋量は、下表のとおりとなる。よって、表-2.4.10 のとおり配置された引張鉄筋は、必要な鉄筋量を満足する。

表-2.4.10 PC 合成床版部の引張鉄筋量の算定

		中間床版
場所打ち部のコンクリート上縁応力度	$\sigma_u : (\text{N/mm}^2)$	3.90
場所打ち部のコンクリート下縁応力度	$\sigma_l : (\text{N/mm}^2)$	-1.48
場所打ち部の床版厚	$t : (\text{mm})$	200.0
部材引張縁の幅	$b : (\text{mm})$	1000.0
部材引張縁から中立軸までの距離	$x : (\text{mm})$	55.1
引張鉄筋の引張応力度最大値	$\sigma_{smax} : (\text{N/mm}^2)$	210
必要鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	194.8
最小必要鉄筋量 ($0.005 \cdot b \cdot x$)	$A_{smin} : (\text{mm}^2)$	275.7
配置鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	2292.0
配筋条件		D19@125

道示Ⅲ編 9.3.1
道示Ⅲ編
5.6.1(3)

道示Ⅲ編
5.3.3(2)

③ 鉄筋コンクリート床版（片持ち床版部）

降伏曲げモーメントの制限値は下表のとおりとなり，部材降伏に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから，限界状態 1 に対する照査を満足する。

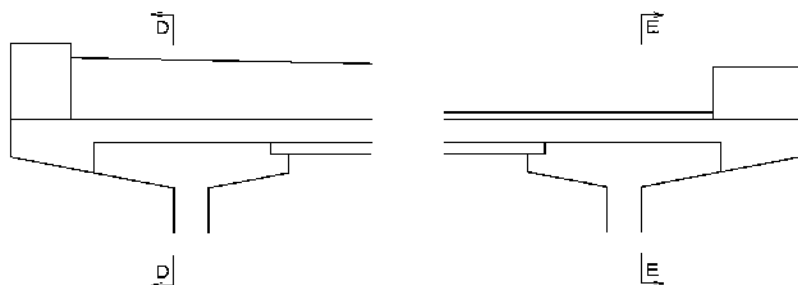


図-2.4.2 片持ち床版部の設計断面

表-2.4.11 片持ち床版部の限界状態 1 に対する照査

		片持ち床版	
		歩道側 D 部	車道側 E 部
曲げモーメント			
永続支配 (D)	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	-12.75	-11.95
変動支配 (D+L)	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	-14.21	-64.83
変動支配 (D+L+SW)	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	-14.80	-65.42
床版厚	$t : (\text{mm})$	500.0	500.0
かぶり	$d_s : (\text{mm})$	43.0	43.0
有効高	$d : (\text{mm})$	457.0	457.0
配置鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	1588.8	1588.8
配筋条件		D16@125	D16@125
降伏曲げモーメント特性値	$M_{yc} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	232.12	232.12
降伏曲げモーメント制限値	$M_{yd} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	177.57	177.57
安全度		12.00	2.71

3) せん断力による限界状態 1 に対する照査

押抜きせん断力を受ける床版の限界状態 1 に対する照査は，道示Ⅲ編 9.3.2 に従い，限界状態 3 に対する照査をもつて行う。

道示Ⅲ編 9.3.1
道示Ⅲ編
5.5.1(3)

道示Ⅲ編 9.3.2
設計方針【2】
(3)

4) 曲げモーメントによる限界状態3に対する照査

① 鉄筋コンクリート床版及び PC 合成床版（中間床版部）

設計曲げモーメントが部材破壊に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足する。

【補足】

床版支間中央部（A-A）は、場所打ち部のみで評価し、PC 板は有効としない。床版支点部（B-B）は、場所打ち部＋主桁上フランジを一体として評価する。ただし、ハンチの取り方は図-2.4.3 に示す通りとする。PC 板の端部（C-C）は、正曲げに対しては床版の厚さを場所打ち部のみの厚さとして評価する。負曲げに対しては床版の厚さを場所打ち部＋PC 板の厚さとして評価する。

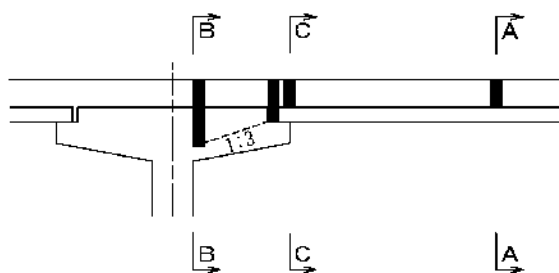


図-2.4.3 限界状態3における床版の有効断面

表-2.4.12 中間床版 A, B 部の限界状態3に対する照査

		支間中央 A 部	支点 B 部
曲げモーメント			
永続支配 (D)	$M : (\text{kN} \cdot \text{m})$	2.34	-2.34
変動支配 (D+L)	$M : (\text{kN} \cdot \text{m})$	52.19	-76.44
変動支配 (D+L+SW)	$M : (\text{kN} \cdot \text{m})$	53.08	-77.33
床版厚	$t : (\text{mm})$	200.0	418.0
かぶり	$d_s : (\text{mm})$	39.5	43.0
有効高	$d : (\text{mm})$	160.5	375.0
配置鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	2292.0	1588.8
配筋条件		D19@125	D16@125
破壊抵抗曲げモーメント特性値	$M_{uc} : (\text{kN} \cdot \text{m})$	114.31	199.49
破壊抵抗曲げモーメント制限値	$M_{ud} : (\text{kN} \cdot \text{m})$	74.07	129.27
安全度		1.40	1.67

道示Ⅲ編 9.4.1
道示Ⅲ編 5.7.1
設計方針【2】
(1-2)

表-2.4.13 中間床版部 C 部の限界状態 3 に対する照査

		フランジ先端 C 部	
		正曲げ	負曲げ
曲げモーメント			
永続支配 (D)	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	0.42	0.42
変動支配 (D+L)	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	29.87	-29.90
変動支配 (D+L+SW)	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	30.03	-29.74
床版厚	$t : (\text{mm})$	200.0	280.0
かぶり	$d_s : (\text{mm})$	39.5	43.0
有効高	$d : (\text{mm})$	160.5	237.0
配置鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	2292.0	1588.8
配筋条件		D19@125	D16@125
破壊抵抗曲げモーメント特性値	$M_{uc} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	114.31	123.85
破壊抵抗曲げモーメント制限値	$M_{ud} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	74.07	80.25
安全度		2.47	2.68

② 鉄筋コンクリート床版（片持ち床版部）

設計曲げモーメントが部材破壊に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態 3 に対する照査を満足する。

道示Ⅲ編 9.4.1

道示Ⅲ編 5.7.1

表-2.4.14 片持ち床版部の限界状態 3 に対する照査

		片持ち床版	
		歩道側 D 部	車道側 E 部
曲げモーメント			
永続支配 (D)	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	-12.75	-11.95
変動支配 (D+L)	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	-14.21	-64.83
変動支配 (D+L+SW)	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	-14.80	-65.42
床版厚	$t : (\text{mm})$	500.0	500.0
かぶり	$d_s : (\text{mm})$	43.0	43.0
有効高	$d : (\text{mm})$	457.0	457.0
配置鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	1588.8	1588.8
配筋条件		D16@125	D16@125
破壊抵抗曲げモーメント特性値	$M_{uc} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	244.44	244.44
破壊抵抗曲げモーメント制限値	$M_{ud} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	158.40	158.40
安全度		10.70	2.42

5) せん断力による限界状態3に対する照査

本橋では、場所打ち部の床版厚を 200mm としていることから、最小全厚 160mm 以上となる。よって、道示Ⅲ編 9.4.2 より押抜きせん断力を受ける床版の限界状態3に対する照査を満足する。

道示Ⅲ編 9.4.2
設計方針【2】
(3)

(3) 偶発作用支配状況

<省略>

【補足】

橋軸直角方向の床版の設計において、地震荷重は基本的に考慮する必要がないため、本書では記載を省略している。

2.4.3 特定の荷重組合せに対する照査

(1) 相反応力と橋梁防護柵に作用する衝突荷重に対する照査項目

床版の相反応力部材と橋梁防護柵に作用する衝突荷重に対する照査項目は、道示Ⅲ編 5.1.3 及び道示Ⅲ9.6 に従い、下表のとおりとなる。

道示Ⅲ編 5.1.3
道示Ⅲ編 9.6

表-2.4.15 床版の相反応力部材に関する照査項目

部材応答の閾値 (Ⅲ5.1.3)	限界状態1の制限値	限界状態3の制限値
照査用荷重 (Ⅲ5.1.3)		
1.0(D+PS+CR+SH)+1.3L 死荷重による応力が活荷重による応力の 30%より小さい場合 1.0(D+PS+CR+SH)	・ 曲げモーメント $Md \leq Myd$ ・・・道示Ⅲ編 9.3.1, 5.5.1(3)	・ 曲げモーメント $Md \leq Mud$ ・・・道示Ⅲ編 9.4.1, 5.7.1

表-2.4.16 橋梁防護柵に作用する衝突荷重に対する照査項目

部材応答の閾値 (Ⅲ9.6(6))	抵抗曲げモーメント
照査用荷重 (Ⅲ9.6(3))	
1.0(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U+GD+SD+CO)	・ 曲げモーメント $Md \leq Mud$ ・・・道示Ⅲ編 9.4.1, 5.7.1

(2) 相反応力部材の照査

床版に生じる応力は下表のとおりとなる。主桁フランジ端部の上縁で異符号となるため相反応力部材に該当する。

表-2.4.17 相反応力部材の判定と照査

		上フランジ 先端 C 部
曲げモーメント		
死荷重 (D)	$M_L : (\text{kN}\cdot\text{m})$	0.40
活荷重 (L)	$M_D : (\text{kN}\cdot\text{m})$	-24.26
比率 D/L	(%)	2
作用曲げモーメント	$M_d : (\text{kN}\cdot\text{m})$	-23.86
降伏曲げモーメント特性値	$M_{yc} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	116.90
降伏曲げモーメント制限値	$M_{yd} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	89.43
安全度		3.75
破壊抵抗曲げモーメント特性値	$M_{uc} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	123.85
破壊抵抗曲げモーメント制限値	$M_{ud} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	80.25
安全度		3.36

(3) 橋梁防護柵に作用する衝突荷重に対する照査

衝突荷重に対しては、道示Ⅲ編式 (9.6.1) により算出される曲げモーメントが抵抗曲げモーメントを超えないことを照査する。ここで、抵抗曲げモーメントは、道示Ⅲ編 9.6(6)に従い鋼材が降伏強度に達するときの曲げモーメントの 90%であることから、下表のとおりとなる。

道示Ⅲ編 9.6(6)

表-2.4.18 片持ち床版部の衝突荷重に対する照査

		片持ち床版	
		歩道側 D 部	車道側 E 部
曲げモーメント			
衝突時	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	-85.76	-69.94
床版厚	$t : (\text{mm})$	500.0	500.0
かぶり	$d_s : (\text{mm})$	43.0	43.0
有効高	$d : (\text{mm})$	457.0	457.0
配置鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	1588.8	1588.8
配筋条件		D16@125	D16@125
降伏曲げモーメント特性値	$M_{uc} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	232.12	232.12
降伏曲げモーメント制限値	$M_{ud} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	208.90	208.90
安全度		2.44	2.99

(4) 施工時の照査

場所打ち部のコンクリート施工時における PC 板の曲げ応力度を照査する。なお、場所打ち部のコンクリート施工時における作業荷重として、 3.50kN/m^2 を考慮することとする。場所打ち部のコンクリート施工時における PC 板の曲げ応力度は下表のとおりであり、施工時におけるコンクリートの圧縮強度を 50N/mm^2 とした場合、コンクリートの圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 3.4.1(8)解説，第 4 刷） 21.74N/mm^2 と、コンクリートの引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 3.4.1(8)解説，第 4 刷） 2.40N/mm^2 を超えない。よって、施工時の照査を満足する。

道示Ⅲ編
3.4.1(8)

表-2.4.19 PC 板の施工時に対する照査

		PC 板
PC 板上縁		
プレストレス	$\sigma_{ce}' : (\text{N/mm}^2)$	6.77
自重及び作業荷重	$\sigma_{c'} : (\text{N/mm}^2)$	4.66
合成応力度	$\sigma_{cc}' : (\text{N/mm}^2)$	12.00
PC 板下縁		
プレストレス	$\sigma_{ce} : (\text{N/mm}^2)$	7.86
自重及び作業荷重	$\sigma_c : (\text{N/mm}^2)$	-4.66
合成応力度	$\sigma_{cc} : (\text{N/mm}^2)$	3.36
応力度制限値	$\sigma_{ca} : (\text{N/mm}^2)$	$-2.40 \leq \sigma_{ca} \leq 21.74$

【補足】

本書では、施工時の応力度の制限値を第 4 刷の道示Ⅲ編 3.4.1(8)に準じて以下のとおり設定した（平成 29 年 11 月正誤表における圧縮強度ならびに引張強度の特性値の比率を参照）。

圧縮応力度の制限値

$$\sigma_{ca} = 50 / 2.3 = 21.74\text{N/mm}^2$$

引張応力度の制限値

$$\sigma_{ca} = 0.23 \times 50^{2/3} / 1.3 = 2.40\text{N/mm}^2$$

2.4.4 耐久性能の照査

(1) 床版の耐久性能に関する照査項目

照査の耐久性能に関する照査項目は、下表に示す項目により照査行う。

表-2.4.20 床版の耐久性能に関する照査項目

照査項目	耐久性確保の方法
床版の疲労	・コンクリートの応力度の制御 床版の曲げモーメント：$M_d = M_{TL} + M_{DL}$ ＜RC 床版部＞ 鉄筋の引張応力度：$\sigma_s \leq \sigma_{stl}$ コンクリートの圧縮応力度：$\sigma_c \leq \sigma_{ccl}$ ・・・道示Ⅲ編 9.5.1(2), 5.4.1(4) ＜PC 合成床版部＞ PC 鋼材の引張応力度 $\sigma_p \leq 0.60 \sigma_{pu}$ 又は $0.75 \sigma_{pu}$ のうち小さい方の値 コンクリートの応力度：$\sigma_{ctl} \leq \sigma_c \leq \sigma_{ccl}$ ・・・道示Ⅲ編 9.5.1(2), 6.3.2(3), 5.4.1(4)
内部鋼材の腐食	・かぶりによる内部鋼材の腐食 かぶり $\geq$ 道示Ⅲ編 6.2.3 の最小かぶり ・コンクリートの表面状態の制御 床版の曲げモーメント：$M_d = M_{DL}$ ＜RC 床版部＞ 鉄筋の引張応力度：$\sigma_s \leq \sigma_{stl}$ コンクリートの圧縮応力度：$\sigma_c \leq \sigma_{ccl}$ ・・・道示Ⅲ編 9.5.2(2), 6.2.2, 5.4.1(4) ＜PC 合成床版部＞ コンクリートの応力度：$\sigma_{ctl} \leq \sigma_c \leq \sigma_{ccl}$ ・・・道示Ⅲ編 9.5.2(2), 6.2.2, 5.1.5(3), 5.4.1(4)

(2) 疲労に対する耐久性能の照査

床版の疲労に対する曲げモーメントは、道示Ⅲ編 式(9.5.1)で算出される設計曲げモーメントである。

$$M_d = M_{TL} + M_{DL}$$

① 鉄筋コンクリート床版（中間床版部）

中間床版部の設計曲げモーメントにより生じる鉄筋の引張応力度とコンクリートの圧縮応力度は下表のとおりとなり、鉄筋の引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-9.5.1） 120N/mm^2 と、コンクリートの圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 5.4.1(4)解説） 10N/mm^2 を超えない。よって、疲労に対する照査を満足する。

道示Ⅲ編

9.5.1(2)

道示Ⅲ編

9.5.2(2)

道示Ⅲ編 6.2.2

道示Ⅲ編

6.3.2(2)

道示Ⅲ編

6.3.2(3)

道示Ⅲ編 9.5.1

道示Ⅲ編

9.5.1(2)

道示Ⅲ編

5.4.1(4)

表-2.4.21 中間床版 B, C 部の疲労に対する照査

		支点 B 部	上フランジ先端 C 部	
			正曲げ	負曲げ
曲げモーメント	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	-61.52	23.96	-23.86
床版厚	$t : (\text{mm})$	418.0	200.0	280.0
かぶり	$d_s : (\text{mm})$	43.0	39.5	43.0
有効高	$d : (\text{mm})$	375.0	160.5	237.0
配置鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	1588.8	2292.0	1588.8
配筋条件		D16@125	D19@125	D16@125
応力度				
コンクリート	$\sigma_c : (\text{N}/\text{mm}^2)$	3.25	4.66	2.69
鉄筋	$\sigma_s : (\text{N}/\text{mm}^2)$	114.7	77.4	72.0
制限値				
コンクリート	$\sigma_{ca} : (\text{N}/\text{mm}^2)$	10.0	10.0	10.0
鉄筋	$\sigma_{sa} : (\text{N}/\text{mm}^2)$	120.0	120.0	120.0

② PC 合成床版

PC 合成床版における場所打ち部と PC 板に作用するコンクリートの曲げ応力度は下表のとおりで、PC 板については、引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-9.5.2） $0.0\text{N}/\text{mm}^2$ と圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-6.3.5） $17.0\text{N}/\text{mm}^2$ を超えない。場所打ち部については、コンクリートの圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 5.4.1(4)解説） $10\text{N}/\text{mm}^2$ を超えない。よって、疲労に対する照査を満足する。

表-2.4.22 PC 合成床版部の疲労に対する照査

	場所打ち部		PC 板	
	上縁(N/mm^2)	下縁(N/mm^2)	上縁(N/mm^2)	下縁(N/mm^2)
有効プレ	-	-	6.77	7.86
床版荷重	-	-	3.09	-3.09
橋面荷重	0.16	-0.06	-0.07	-0.18
活荷重	2.93	-1.11	-1.31	-3.22
疲労照査	3.09	-1.18	8.47	1.37
コンクリート応力	$\sigma_{ca} \leq 10.0$	$\sigma_{ca} \leq 10.0$	$0.00 \leq \sigma_{ca}$	$0.00 \leq \sigma_{ca}$
応力度制限値			≤ 17.0	≤ 17.0

道示Ⅲ編
9.5.1(2)
道示Ⅲ編
6.3.2(3)
道示Ⅲ編
5.4.1(4)

場所打ち部については、鉄筋の引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-9.5.1） 120N/mm^2 を満たすように配置鉄筋量を決定する。ここで、道示Ⅲ編 5.3.3(2)に従い T_c / σ_{max} で算出された引張鉄筋量は、下表のとおりとなる。よって、表-2.4.23 のとおり配置された引張鉄筋は、必要な鉄筋量を満足する。

表-2.4.23 PC 合成床版部の引張鉄筋量の算定

		中間床版
場所打ち部のコンクリート上縁応力度	$\sigma_u : (\text{N/mm}^2)$	3.09
場所打ち部のコンクリート下縁応力度	$\sigma_l : (\text{N/mm}^2)$	-1.18
場所打ち部の床版厚	$t : (\text{mm})$	200.0
部材引張縁の幅	$b : (\text{mm})$	1000.0
部材引張縁から中立軸までの距離	$x : (\text{mm})$	55.3
引張鉄筋の引張応力度最大値	$\sigma_{max} : (\text{N/mm}^2)$	120
必要鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	271.7
最小必要鉄筋量 $(0.005 \cdot b \cdot x)$	$A_{smin} : (\text{mm}^2)$	276.5
配置鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	2292.0
配筋条件		D19@125

また、PC 鋼材応力度の制限値は、道示Ⅲ編 表-6.3.4 の小さい方とされている。よって制限値は以下のとおりとなる。一方、PC 鋼材の有効応力は、下表のとおりとなることから制限値を超えない。

$$\left. \begin{array}{l} 0.60 \sigma_{pu} = 0.60 \times 1720 = 1032\text{N/mm}^2 \\ 0.75 \sigma_{py} = 0.75 \times 1460 = 1095\text{N/mm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow 1030\text{N/mm}^2$$

表-2.4.24 PC 鋼材応力度（有効応力）

PC 鋼材応力度	(N/mm ²)	944.8
制限値		$\sigma_p \leq 1030$
判 定		OK

道示Ⅲ編
5.3.3(2)
道示Ⅲ編 9.5.1

道示Ⅲ編
6.3.2(3)

③ 鉄筋コンクリート床版（片持ち床版部）

片持ち床版部の設計曲げモーメントにより生じる鉄筋の引張応力度とコンクリートの圧縮応力度は下表のとおりとなり，鉄筋の引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-9.5.1） 120N/mm^2 と，コンクリートの圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 5.4.1(4)解説） 10N/mm^2 を超えない。よって，疲労に対する照査を満足する。

道示Ⅲ編
9.5.1(2)
道示Ⅲ編
5.4.1(4)

表-2.4.25 片持ち床版部の疲労に対する照査

		片持ち床版	
		歩道側 D 部	車道側 E 部
曲げモーメント	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	-13.31	-53.69
床版厚	$t : (\text{mm})$	500.0	500.0
かぶり	$d_s : (\text{mm})$	43.0	43.0
有効高	$d : (\text{mm})$	457.0	457.0
配置鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	1588.8	1588.8
配筋条件		D16@125	D16@125
応力度			
コンクリート	$\sigma_c : (\text{N/mm}^2)$	0.51	2.06
鉄筋	$\sigma_s : (\text{N/mm}^2)$	20.2	81.4
制限値			
コンクリート	$\sigma_{ca} : (\text{N/mm}^2)$	10.0	10.0
鉄筋	$\sigma_{sa} : (\text{N/mm}^2)$	120.0	120.0

(3) 内部鋼材の腐食に対する耐久性能の照査

内部鋼材の腐食に対する床版の曲げモーメントは、道示Ⅲ編 式(9.5.2)で算出される設計曲げモーメントである。

$$M_d = M_{DL}$$

① 鉄筋コンクリート床版（中間床版部）

1.5.3「かぶりの設定」で設定したかぶりは、道示Ⅲ編 6.2.3 の規定を満足する。また、永続作用支配状況における鉄筋の引張応力度とコンクリートに生じる圧縮応力度は下表のとおりとなり、鉄筋の引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-6.2.1）100N/mm²と、コンクリートの圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 5.4.1(4) 解説）10N/mm²を超えない。よって、内部鋼材の腐食に対する照査を満足する。ただし、上フランジ先端部において負の曲げモーメントは生じない。

表-2.4.26 中間床版 B, C 部の内部鋼材の腐食に対する照査

		支点 B 部	上フランジ先端 C 部	
			正曲げ	負曲げ
曲げモーメント	$M : (\text{kN} \cdot \text{m})$	-2.23	0.40	-
床版厚	$t : (\text{mm})$	418.0	200.0	280.0
かぶり	$d_s : (\text{mm})$	43.0	39.5	43.0
有効高	$d : (\text{mm})$	375.0	160.5	237.0
配置鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	1588.8	2292.0	1588.8
配筋条件		D16@125	D19@125	D16@125
応力度				
コンクリート	$\sigma_c : (\text{N}/\text{mm}^2)$	0.12	0.08	-
鉄筋	$\sigma_s : (\text{N}/\text{mm}^2)$	4.2	1.3	-
制限値				
コンクリート	$\sigma_{ca} : (\text{N}/\text{mm}^2)$	10.0	10.0	10.0
鉄筋	$\sigma_{sa} : (\text{N}/\text{mm}^2)$	100.0	100.0	100.0

② PC 合成床版

1.5.3「かぶりの設定」で設定したかぶりは、道示Ⅲ編 6.2.3 の規定を満足する。PC 合成床版における場所打ち部と PC 板に作用するコンクリートの曲げ応力度は下表のとおりで、PC 板については、引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-5.1.3）0.0N/mm²と圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-5.1.2）17.0N/mm²を超えない。よって、内部鋼材の腐食に対する照査を満足する。

道示Ⅲ編 9.5.2

道示Ⅲ編 6.2.2
道示Ⅲ編 6.2.3
道示Ⅲ編 5.4.1(4)

道示Ⅲ編 6.2.2
道示Ⅲ編 6.2.3
道示Ⅲ編 5.1.5(3)

表-2. 4. 27 PC 合成床版部の内部鋼材の腐食に対する照査

	場所打ち部		PC 板	
	上縁 (N/mm ²)	下縁 (N/mm ²)	上縁 (N/mm ²)	下縁 (N/mm ²)
有効プレ 床版荷重	—	—	6. 77	7. 86
橋面荷重	—	—	3. 09	-3. 09
	0. 16	-0. 06	-0. 07	-0. 18
腐食照査	0. 16	-0. 06	9. 78	4. 59
コンクリート応力			$0. 00 \leq \sigma_{ca}$	$0. 00 \leq \sigma_{ca}$
応力度制限値			$\leq 17. 0$	$\leq 17. 0$

場所打ち部については，鉄筋の引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-6. 2. 1）100N/mm²を満たすように配置鉄筋量を決定する。ここで，道示Ⅲ編 5. 3. 3(2)に従い T_c / σ_{smax} で算出された引張鉄筋量は，下表のとおりとなる。よって，表-2. 4. 28 のとおり配置された引張鉄筋は，必要な鉄筋量を満足する。

道示Ⅲ編
5. 3. 3(2)
道示Ⅲ編 6. 2. 2

表-2. 4. 28 PC 合成床版部の引張鉄筋量の算定

		中間床版
場所打ち部のコンクリート上縁応力度	$\sigma_u : (\text{N/mm}^2)$	0. 16
場所打ち部のコンクリート下縁応力度	$\sigma_l : (\text{N/mm}^2)$	-0. 06
場所打ち部の床版厚	$t : (\text{mm})$	200. 0
部材引張縁の幅	$b : (\text{mm})$	1000. 0
部材引張縁から中立軸までの距離	$x : (\text{mm})$	54. 5
引張鉄筋の引張応力度最大値	$\sigma_{smax} : (\text{N/mm}^2)$	100
必要鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	16. 4
最小必要鉄筋量 ($0. 005 \cdot b \cdot x$)	$A_{smin} : (\text{mm}^2)$	272. 5
配置鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	2292. 0
配筋条件		D19@125

③ 鉄筋コンクリート床版（片持ち床版部）

1.5.3「かぶりの設定」で設定したかぶりは、道示Ⅲ編 6.2.3 の規定を満足する。また、永続作用支配状況における鉄筋の引張応力度とコンクリートに生じる圧縮応力度は下表のとおりとなり、鉄筋の引張応力度の制限値（道示Ⅲ編表-6.2.1） 100N/mm^2 と、コンクリートの圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 5.4.1(4)解説） 10N/mm^2 を超えない。よって、内部鋼材の腐食に対する照査を満足する。

表-2.4.29 片持ち床版部の内部鋼材の腐食に対する照査

		片持ち床版	
		歩道側 D 部	車道側 E 部
曲げモーメント	$M : (\text{kN}\cdot\text{m})$	-12.14	-11.39
床版厚	$t : (\text{mm})$	500.0	500.0
かぶり	$d_s : (\text{mm})$	43.0	43.0
有効高	$d : (\text{mm})$	457.0	457.0
配置鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	1588.8	1588.8
配筋条件		D16@125	D16@125
応力度			
コンクリート	$\sigma_c : (\text{N/mm}^2)$	0.47	0.44
鉄筋	$\sigma_s : (\text{N/mm}^2)$	18.4	17.3
制限値			
コンクリート	$\sigma_{ca} : (\text{N/mm}^2)$	10.0	10.0
鉄筋	$\sigma_{sa} : (\text{N/mm}^2)$	100.0	100.0

道示Ⅲ編 6.2.2
道示Ⅲ編 6.2.3
道示Ⅲ編
5.4.1(4)

2.5 橋軸方向の床版の設計

2.5.1 前提条件

(1) 弾性ひずみとクリープひずみの評価

橋軸方向の床版では、等分布死荷重による床版支間直角方向に生じる曲げモーメントは生じないとみなせる（道示Ⅲ編 表-9.2.2）ことから、永続作用支配状況においてコンクリートの応力度は生じないとした。これより、コンクリートに発生する圧縮応力度は、圧縮強度の 1/3 程度以下となることから、道示Ⅲ編 5.1.5(3)解説のとおり応力度計算のときにヤング係数比を 15 としてクリープの影響を評価できるとした。

2.5.2 耐荷性能の照査

(1) 床版の耐荷性能に関する照査項目

床版の耐荷性能に関する照査項目は道示Ⅲ編 9.3 及び 9.4 に従い、下表のとおりとする。

表-2.5.1 床版（橋軸方向）の耐荷性能に関する照査項目

状 態 状 況	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの橋の状態
	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態 (部材の限界状態 1)	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態 (部材の限界状態 2)	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態 (部材の限界状態 3)
永続作用や変動作用が支配的な状況	- 曲げモーメント $Md \leq Myd$ ・・・道示Ⅲ編 9.3.1(3), 5.5.1(3) - せん断力 同右 ・・・道示Ⅲ編 9.3.2		- 曲げモーメント $Md \leq Mud$ ・・・道示Ⅲ編 9.4.1(3), 5.7.1(3) (4) - せん断力 床版厚 $\geq$ 最小床版厚 ・・・道示Ⅲ編 9.4.2
偶発作用が支配的な状況	- 曲げモーメント $Md \leq Myd$ ・・・道示Ⅲ編 9.3.1(3), 5.5.1(3) - せん断力 同右 ・・・道示Ⅲ編 9.3.2		- 曲げモーメント $Md \leq Mud$ ・・・道示Ⅲ編 9.4.1(3), 5.7.1(3) (4) - せん断力 床版厚 $\geq$ 最小床版厚 ・・・道示Ⅲ編 9.4.2

道示Ⅲ編
9.2.3(3)
道示Ⅲ編
5.1.5(3)

道示Ⅲ編 9.3
道示Ⅲ編 9.4

(2) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況

1) 曲げモーメントによる限界状態 1 に対する照査

床版の橋軸方向における照査は、場所打ち部のみを抵抗断面とし、鉄筋コンクリート部材として照査する。これは、PC 板は橋軸方向に連続していないことから、有効断面として見なさないためである。

曲げモーメントを受ける床版の限界状態 1 の特性値である降伏曲げモーメント M_{yc} は、道示Ⅲ編 5.5.1(3)に従い算出する。また、制限値は、道示Ⅲ編 表-5.5.1 に規定される部分係数を降伏曲げモーメント M_{yc} に乗じて算出する。そして、曲げモーメント又は軸方向力を受ける鉄筋コンクリート部材の限界状態 1 に対する照査は、部材に生じる曲げモーメントがこの制限値を超えないことを確認することにより行う。設計曲げモーメント M_d と制限値は下表のとおりとなり、部材降伏に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態 1 に対する照査を満足する。

表-2.5.2 橋軸方向の床版の限界状態 1 に対する照査

		橋軸方向 床 版
曲げモーメント 変動支配 (D+L)	$M_d : (\text{kN}\cdot\text{m})$	33.70
床版厚	$t : (\text{mm})$	200.0
かぶり	$d_s : (\text{mm})$	58.5
有効高	$d : (\text{mm})$	141.5
配置鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	2292.0
配筋条件		D19@125
降伏曲げモーメント特性値	$M_{yc} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	94.74
降伏曲げモーメント制限値	$M_{yd} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	72.48
安全度		2.15

2) 曲げモーメントによる限界状態 3 に対する照査

床版の橋軸方向における照査は、限界状態 1 と同様に、場所打ち部のみを抵抗断面とし、鉄筋コンクリート部材として照査する。

曲げモーメントを受ける床版の限界状態 3 の特性値である破壊抵抗曲げモーメント M_{uc} は、道示Ⅲ編 5.8.1(3)に従い算出する。また、制限値は、道示Ⅲ編 表-5.8.1 に規定される部分係数を破壊抵抗曲げモーメント M_{uc} に乗じて算出する。そして、曲げモーメント又は軸方向力を受ける鉄筋コンクリート部材の限界状態 3 に対する照査は、部材に生じる曲げモーメントがこの制限値を超えないことを確認することにより行う。設計曲げモーメント M_d と制限値は下表のとおりとなり、部材破壊に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態 3 に対する照査を満足する。

道示Ⅲ編
5.5.1(3)

道示Ⅲ編
5.8.1(3)

表-2.5.3 橋軸方向の床版の限界状態3に対する照査

		橋軸方向 床 版
曲げモーメント 変動支配 (D+L)	$M_d : (\text{kN}\cdot\text{m})$	33.70
床版厚	$t : (\text{mm})$	200.0
かぶり	$d_s : (\text{mm})$	58.5
有効高	$d : (\text{mm})$	141.5
配置鉄筋量	$A_s : (\text{mm}^2)$	2292.0
配筋条件		D19@125
降伏曲げモーメント特性値	$M_{yc} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	99.29
降伏曲げモーメント制限値	$M_{yd} : (\text{kN}\cdot\text{m})$	64.34
安全度		1.91

(3) 偶発作用支配状況

<省略>

【補足】

橋軸方向の床版の設計において、地震荷重・衝突荷重は基本的に考慮する必要がないため、本書では記載を省略している。

2.5.3 特定の荷重組合せに対する照査

(1) 相反応力部材の照査

床版の橋軸方向では、死荷重による応力と活荷重による応力は異符号とならないため相反応力が生じる断面はない。

2.5.4 耐久性能の照査

(1) 床版の耐久性能に関する照査項目

照査の耐久性能に関する照査項目は、下表に示す項目により照査行う。

表-2.5.4 床版の耐久性能に関する照査項目

照査項目	耐久性確保の方法
床版の疲労	コンクリートの応力度の制御 床版の曲げモーメント：$M_d = M_{TL} + M_{DL}$ 鉄筋の引張応力度：$\sigma_s \leq \sigma_{stl}$ コンクリートの圧縮応力度：$\sigma_c \leq \sigma_{ccl}$ ・・・道示Ⅲ編 9.5.1(2), 5.4.1(4)
内部鋼材の腐食	- かぶりによる内部鋼材の腐食 かぶり$\geq$道示Ⅲ編 6.2.3 の最小かぶり - コンクリートの表面状態の制御 床版の曲げモーメント：$M_d = M_{DL}$ 鉄筋の引張応力度：$\sigma_s \leq \sigma_{stl}$ コンクリートの圧縮応力度：$\sigma_c \leq \sigma_{ccl}$ ・・・道示Ⅲ編 9.5.2(2), 6.2.2, 5.4.1(4)

道示Ⅲ編

9.5.1(2)

道示Ⅲ編

9.5.2(2)

道示Ⅲ編 6.2.2

(2) 床版の疲労に対する耐久性能の照査

床版の疲労に対する曲げモーメントは、道示Ⅲ編 式(9.5.1)で算出される設計曲げモーメントである。

$$M_d = M_{TL} + M_{DL}$$

中間床版部の設計曲げモーメントにより生じる鉄筋の引張応力度とコンクリートの圧縮応力度は下表のとおりとなり、鉄筋の引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-9.5.1）120N/mm²と、コンクリートの圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 5.4.1(4)解説）10N/mm²を超えない。よって、疲労に対する照査を満足する。

表-2.5.5 橋軸方向の床版の疲労に対する照査

		橋軸方向 床 版
曲げモーメント	M : (kN・m)	26.96
床版厚	t : (mm)	200.0
かぶり	d_s : (mm)	58.5
有効高	d : (mm)	141.5
配置鉄筋量	A_s : (mm ²)	2292.0
配筋条件		D19@125
応力度		
コンクリート	σ_c : (N/mm ²)	6.51
鉄筋	σ_s : (N/mm ²)	99.6
制限値		
コンクリート	σ_{ca} : (N/mm ²)	10.0
鉄筋	σ_{sa} : (N/mm ²)	120.0

(3) 床版の内部鋼材の腐食に対する耐久性能の照査

本編 1.5.3「かぶりの設定」に示すかぶりは、道示Ⅲ編 6.2.3を満足する。また、道示Ⅲ編 9.2.3(3)の規定から、死荷重による曲げモーメントにより床版支間方向の鉄筋応力度は生じないとみなせることから、道示Ⅲ編 表-6.2.1の制限値を超えない。よって、内部鋼材の腐食に対する耐久性能の照査を満足する。

2.6 PC板と場所打ち部との接合部の照査

PC板と場所打ち部との接合部は、道示Ⅱ編 11.2.11に従い、「PC合成床版のずれ止めの形状および配置」に準じた接合とする。なお、接合部の照査は、設計方針【2】(4)による。

道示Ⅲ編 9.5.1

道示Ⅲ編
9.5.1(2)
道示Ⅲ編
5.4.1(4)

道示Ⅲ編 6.2.3
道示Ⅲ編
9.2.3(3)
道示Ⅲ編
表-6.2.1

道示Ⅱ編
11.2.11
設計方針【2】
(4)

3 章 主桁

3.1 検討概要

3.1.1 主桁設計のフローチャート

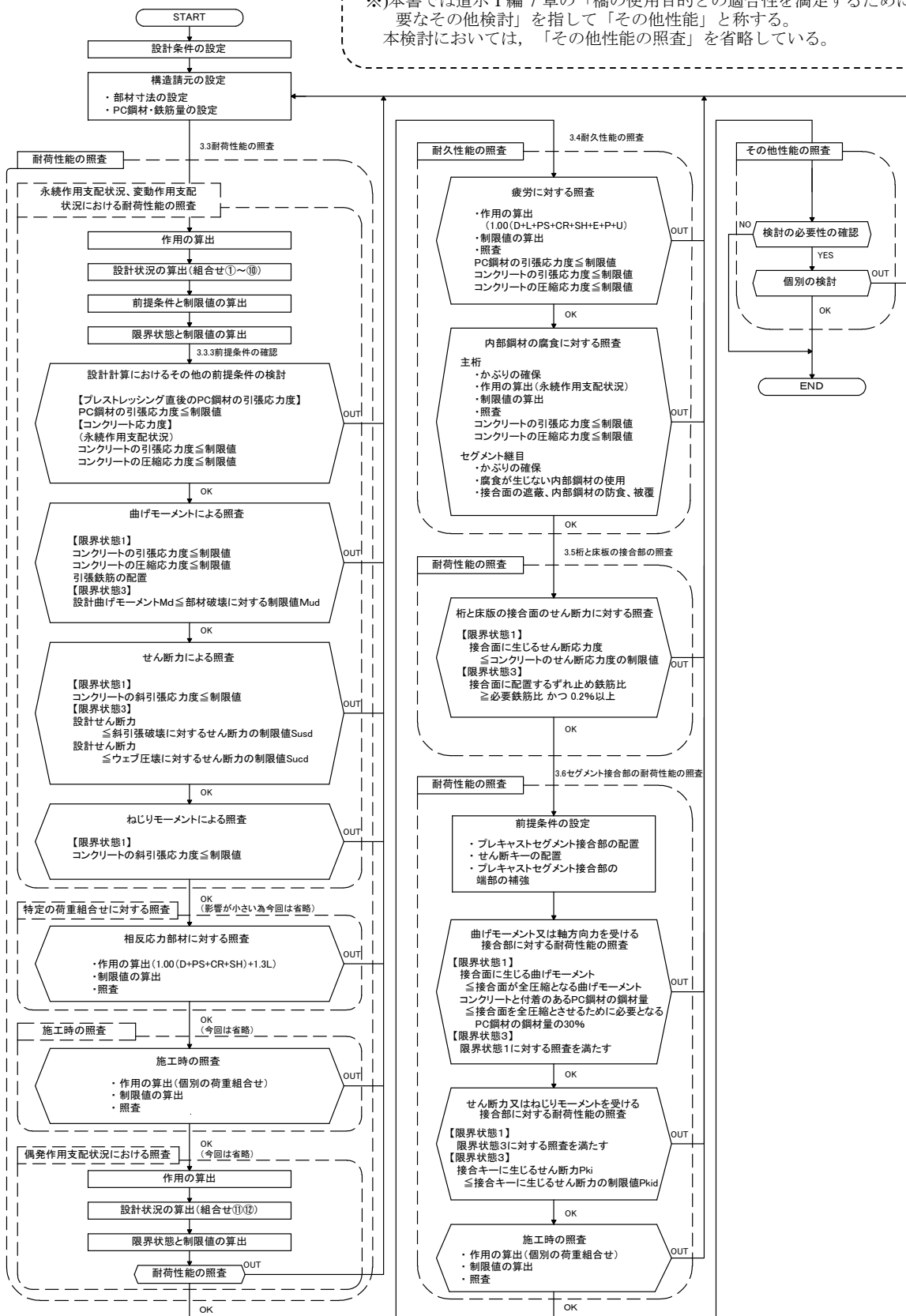
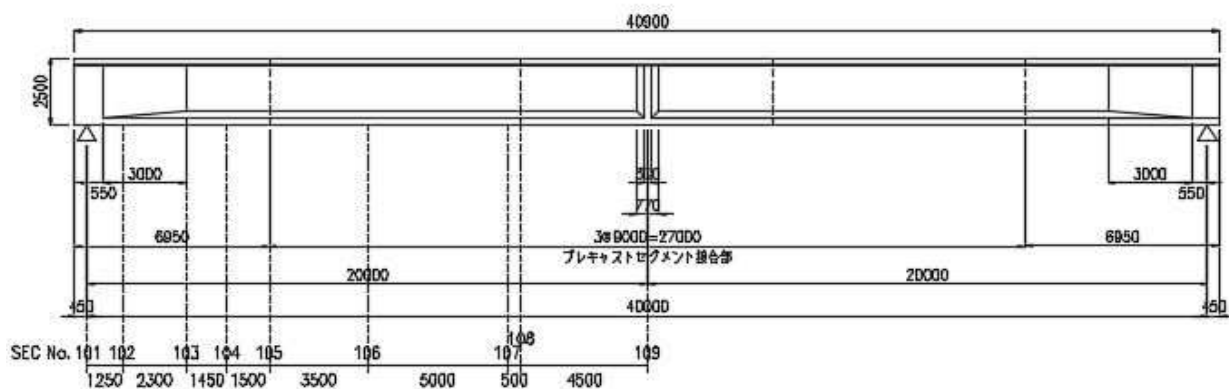


図-3.1.1 主桁設計のフローチャート

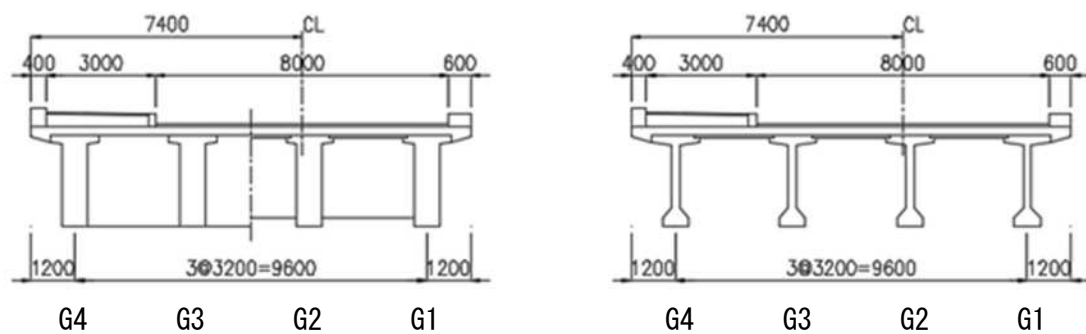
3.1.2 構造図および PC 鋼材配置図

側面図

Sec No.



断面図



主桁断面図

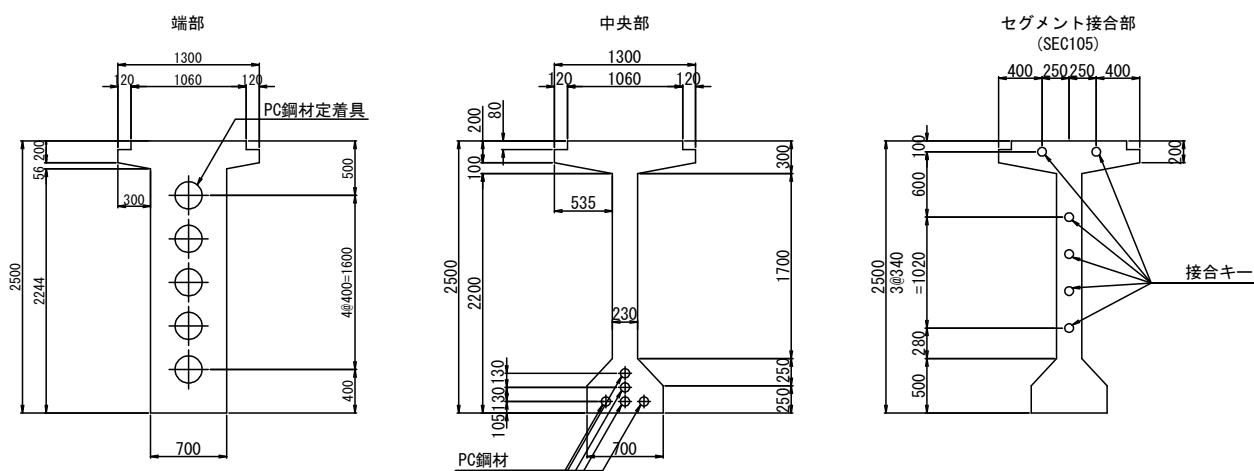


図-3.1.2 構造図

PC 鋼材配置
12S15.2-5 本

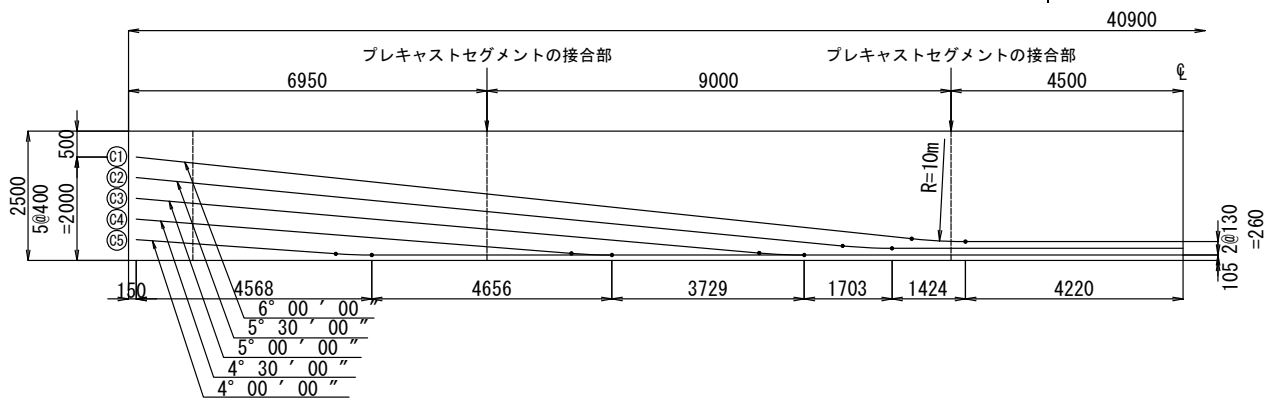


図-3.1.3 PC 鋼材配置図

3.2 断面力の算出

3.2.1 構造解析

上部構造の主方向及び断面方向を構成する部材の断面力の算出にあたっては、道示Ⅲ編 3.7 に従い、ねじりモーメントによる付加応力及び部材相互の作用等の影響を適切に考慮する。

部材の断面力は、コンクリートの全断面を有効とした弾性体として、鉄筋及び PC 鋼材を無視して算出された部材の曲げ剛性、せん断剛性及びねじり剛性の値を用いたモデルによって算出する。

道示Ⅲ編 3.7

3.2.2 解析モデル

本橋におけるコンクリート上部構造の解析モデル図を以下に示す。道示Ⅲ編 10.2.1(1)解説のとおり、活荷重が偏載荷されるときの限界状態 1 の検討のため、ねじりの影響を考慮することができる格子解析モデルを用いた。

道示Ⅲ編
10.2.1(1)解説

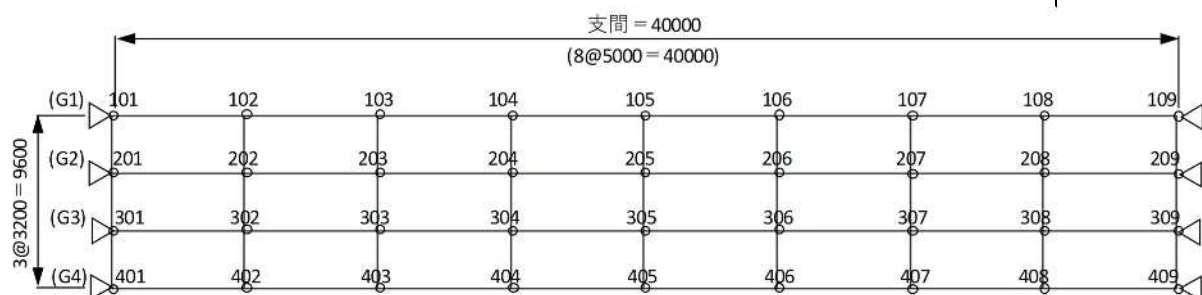
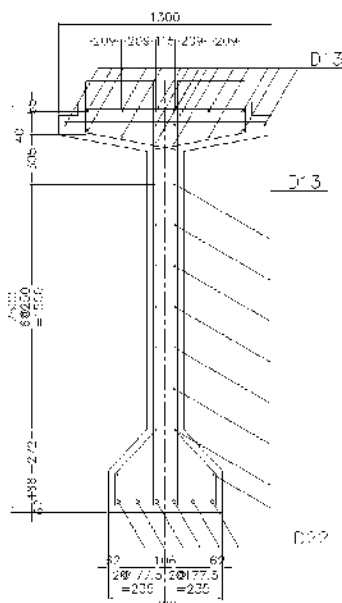


図-3.2.1 解析モデル図

3.2.3 鉄筋拘束による影響

道示Ⅲ編 5.4.2(1)に従い、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響並びに PC 鋼材のリラクセーションの影響のほかに、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考慮する必要があるため、本橋におけるプレストレスコンクリート部材においてもそれらを考慮する。ただし、セグメントの接合部断面においては、鉄筋が連続していないため、これを考慮しない。

道示Ⅲ編
5.4.2(1)



3.3 耐荷性能の照査

3.3.1 主桁の耐荷性能に関する照査項目

主桁の耐荷性能に対する照査項目は、道示Ⅲ編 5.6 及び 5.8 に従い、下表のとおりである。

主桁のセグメント同士の接合部と主桁一般部が対象である。

表-3.3.1 主桁の耐荷性能に関する照査項目

状態 状況	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの橋の状態
	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態 (部材の限界状態 1)	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態 (部材の限界状態 2)	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態 (部材の限界状態 3)
永続作用や変動作用が支配的な状況	・ 曲げモーメント $\sigma_{ctl} \leq \sigma_c \leq \sigma_{ccl}$ ・・・道示Ⅲ編 5.6.1(3) ・ せん断力 $\sigma_I \leq \sigma_{Im}$ ・・・道示Ⅲ編 5.6.2(3) ・ ねじりモーメント $\sigma_I \leq \sigma_{In}$ ・・・道示Ⅲ編 5.6.3(3)		・ 曲げモーメント $M_d \leq M_{ud}$ ・・・道示Ⅲ編 5.8.1(3) ・ せん断力 $S_d \leq S_{usd}, S_{ucd}$ ・・・道示Ⅲ編 5.8.2(3)(4)
偶発作用が支配的な状況	・ 曲げモーメント $\sigma_{ctl} \leq \sigma_c \leq \sigma_{ccl}$ ・・・道示Ⅲ編 5.6.1(3) ・ せん断力 $\sigma_I \leq \sigma_{Im}$ ・・・道示Ⅲ編 5.6.2(3) ・ ねじりモーメント $\sigma_I \leq \sigma_{In}$ ・・・道示Ⅲ編 5.6.3(3)		・ 曲げモーメント $M_d \leq M_{ud}$ ・・・道示Ⅲ編 5.8.1(3) ・ せん断力 $S_d \leq S_{usd}, S_{ucd}$ ・・・道示Ⅲ編 5.8.2(3)(4)

【補足】

主桁の検討において、地震荷重・衝突荷重は基本的に考慮する必要がないため、本書では偶発作用支配状況の照査は省略する。

設計方針【3】

(1), (2)
道示Ⅲ編 5.6,
5.8

3.3.2 断面力の算出

(1) 作用の組合せ及び荷重係数

作用の組合せ及び荷重係数は、道示Ⅰ編 表-3.3.1 に①から⑫の組合せが規定されている。①から⑫の作用の組合せは少なくとも考慮する組合せとして規定されており、全ての組合せについて照査する必要があるが、風荷重（WS,WL）・土圧 E・水圧 HP・遠心荷重 CF・波圧 WP については主桁橋軸方向への作用が生じないことからゼロとして整理する。

温度変化 TH+地震 EQ（⑨）の組合せにおいて、雪荷重 SW は最大積雪深の状態として考慮する。

また、「温度差 TF と雪荷重 SW」の組合せも考慮することとした。

【補足】

雪荷重の設定は個別の環境条件に応じて、適切に設定する必要がある。また、本書では、偶発作用支配状況に対する照査の記載は省略している。

道示Ⅰ編
表-3.3.1

(2) 断面力の算出 断面力の算出は、道示Ⅰ編 3.3 及びⅢ編 3.5 に従い算出する。 ※本橋は単純桁のため 2 次力が発生しないが、連続桁の場合下記や次頁の【補足】にあるような考え方もある。 荷重組合せ係数及び荷重係数は、作用の特性値に乗ずるのが原則であるが、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 については、それぞれが相互に影響し合うことから、個々の特性を単独で評価することが困難である。そのため、これらの作用の特性値の算出にあたっては、死荷重を含め荷重係数を考慮しない作用の組合せに対して有効プレストレス力及び不静定力を算出し、PS、CR、SH 等の値を確定させた後に、その値を特性値として扱う。 以下に、永続作用支配状況における作用効果の算出過程を示す。 1) 作用の特性値をもとに構造解析により PS、CR、SH を算出し、その値を作用の特性値とみなす 2) 死荷重の作用の特性値に荷重係数等乗じ、構造解析により死荷重による断面力を算出する 3) 1)により算出した有効プレストレス力 PS に荷重係数等乗じ、一次力による断面力を算出すると共に、構造解析によりプレストレスの二次力を算出する（荷重係数等乗じた一次力により算出する） 4) 1)により算出したコンクリートのクリープの影響による不静定力 CR に荷重係数等乗じ、断面力を算出する 5) 1)により算出したコンクリートの乾燥収縮の影響による不静定力 SH に荷重係数等乗じ、断面力を算出する 6) 2)～5)により算出した断面力を合計し、永続作用支配状況における作用効果を算出する	道示Ⅰ編 3.3 道示Ⅲ編 3.5
---	------------------------------

【補足】

前ページの算出過程は、道示の規定に基づき記載したものであるが、径間数の多い連続橋や張り出し架設などの構造解析では解析ケースが膨大となる場合も想定される。そのような場合、同等の作用効果が算出される方法として、下記のような算出過程も考えられる。

- 1) 荷重の特性値をもとに構造解析により応答（断面力・応力度）を算出し、その応答値を便宜上の特性値とする
- 2) 1)の結果に基づき、死荷重応答に荷重係数等を乗じて断面力を求める
- 3) 1)の結果に基づき、有効プレストレス力に荷重係数等を乗じて、有効プレストレス力のみによる断面力を算出する（一次力・二次力）
- 4) 1)の結果に基づき求めた σ_c に、クリープ係数を乗じた値に荷重係数等を乗じて、クリープの影響による不静定力による断面力を算出する
- 5) 1)の結果に基づき求めた乾燥収縮による不静定力に荷重係数等を乗じて、断面力を求める

ただし、道示Ⅰ編 3.3(2)(3)解説に示されるとおり、荷重組合せ係数や荷重係数を見込むにあたって重複計上などが生じないように、設計計算プロセスを通じて過不足なく適切に荷重係数が考慮されるように適用することが重要となる。

道示Ⅰ編 3.3
(2)(3)解説

(3) 設計主桁の抽出

各主桁支間中央の死荷重＋雪荷重＋活荷重（Mmax）の断面力を比較する。

【補足】

支間中央における曲げモーメントが最大となる G2 桁に着目し、これを設計主桁とする。以下、設計主桁に対する耐荷性能の照査および耐久性能の照査を行う。

表-3.3.2 断面力比較表

主桁番号	1	2	3	4
格点番号	1005	2005	3005	4005
左支点からの距離	20.000	20.000	20.000	20.000
死+雪+活合計(最大) (kN・m)	16623.896	16871.906	16596.410	15807.833

表-3.3.3 荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した断面力（曲げモーメント）の集計（Sec-109）限界状態Ⅰ用

		集計	荷重係数等を考慮した断面力 (kN・m)									
		設計 断面力	D	L	PS CR SH	鉄筋拘束	TH	TF	SW	WS	WL	EQ
①	D	14073	13432	-	-	664	-	-22	-	-	-	-
②	D+L	max 19022	13432	4344	-	664	-	-22	605	-	-	-
		min 14676	13432	-3	-	664	-	-22	605	-	-	-
③	D+TH	max 14073	13432	-	-	664	0	-22	-	-	-	-
		min 14073	13432	-	-	664	0	-22	-	-	-	-
④	D+TH+WS	max 14073	13432	-	-	664	0	-22	-	0	-	-
		min 14073	13432	-	-	664	0	-22	-	0	-	-
⑤	D+L+TH	max 18805	13432	4127	-	664	0	-22	605	-	-	-
		min 14676	13432	-2	-	664	0	-22	605	-	-	-
⑥	D+L+WS+WL	max 18200	13432	4127	-	664	-	-22	-	0	0	-
		min 14071	13432	-2	-	664	-	-22	-	0	0	-
⑦	D+L+TH+WS+WL	max 18200	13432	4127	-	664	0	-22	-	0	0	-
		min 14071	13432	-2	-	664	0	-22	-	0	0	-
⑧	D+WS	max 14073	13432	-	-	664	-	-22	-	0	-	-
		min 14073	13432	-	-	664	-	-22	-	0	-	-
⑨	D+TH+EQ	max 14073	13432	-	-	664	0	-22	-	-	-	0
		min 14073	13432	-	-	664	0	-22	-	-	-	0
⑩	D+EQ	max 14073	13432	-	-	664	-	-22	-	-	-	0
		min 14073	13432	-	-	664	-	-22	-	-	-	0

EQ=0

表-3.3.3-2 荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した断面力（曲げモーメント，ねじり無視）の集計（Sec-109）限界状態Ⅲ用

		集計 設計 断面力	荷重係数等を考慮した断面力（kN・m）									
			D	L	PS CR SH	鉄筋拘束	TH	TF	SW	WS	WL	EQ
①	D	14312	13656	-	-	656	-	-22	-	-	-	-
②	D+L	max	13656	4266	-	656	-	-22	605	-	-	-
		min	13656	-1	-	656	-	-22	605	-	-	-
③	D+TH	max	13656	-	-	656	0	-22	-	-	-	-
		min	13656	-	-	656	0	-22	-	-	-	-
④	D+TH+WS	max	13656	-	-	656	0	-22	-	0	-	-
		min	13656	-	-	656	0	-22	-	0	-	-
⑤	D+L+TH	max	13656	4053	-	656	0	-22	605	-	-	-
		min	13656	-1	-	656	0	-22	605	-	-	-
⑥	D+L+WS+WL	max	13656	4053	-	656	-	-22	-	0	0	-
		min	13656	-1	-	656	-	-22	-	0	0	-
⑦	D+L+TH+WS+WL	max	13656	4053	-	656	0	-22	-	0	0	-
		min	13656	-1	-	656	0	-22	-	0	0	-
⑧	D+WS	max	13656	-	-	656	-	-22	-	0	-	-
		min	13656	-	-	656	-	-22	-	0	-	-
⑨	D+TH+EQ	max	13656	-	-	656	0	-22	-	-	-	0
		min	13656	-	-	656	0	-22	-	-	-	0
⑩	D+EQ	max	13656	-	-	656	-	-22	-	-	-	0
		min	13656	-	-	656	-	-22	-	-	-	0

（注）温度差の影響TFは設計断面力を小さくする符号のため，設計断面力の組合せに考慮しない
EQ=0

(4) 荷重別応力度の算出

荷重の特性値をもとに構造解析により得られた断面力から算出した、荷重別のコンクリート縁応力度を下表に示す。

なお、応力度の算出は当該荷重が作用する時の抵抗断面（主桁断面もしくは床版換算断面）にて算出している。

表-3.3.4 荷重の特性値によるコンクリート応力度

		径間中央	
		Sec-109	
		上縁	下縁
		N/mm ²	N/mm ²
D	自重	13.25	-15.35
	橋面	1.75	-4.10
L	活荷重Max	1.79	-4.18
	活荷重Min	0.00	0.00
PS	有効プレ1次	-5.35	23.48
CR	有効プレ2次	0.00	0.00
Sh	鉄筋拘束力	-0.09	-1.76
TF	温度差	-1.04	0.37
TH	温度変化	0.00	0.00
SW	雪荷重	0.31	-0.73
EQ	L1地震	0.00	0.00

1) 主桁の抵抗断面について

主桁の上フランジ切欠部は、抵抗断面としてみなしてよいものとする。

上フランジ切欠部はPC板および場所打ち部の自重を支持しているため、初期の応力度がセグメント一般部と異なっていることから、【補足】に示すような制限値との差を確保するか、同様の検証を実施するのがよい。

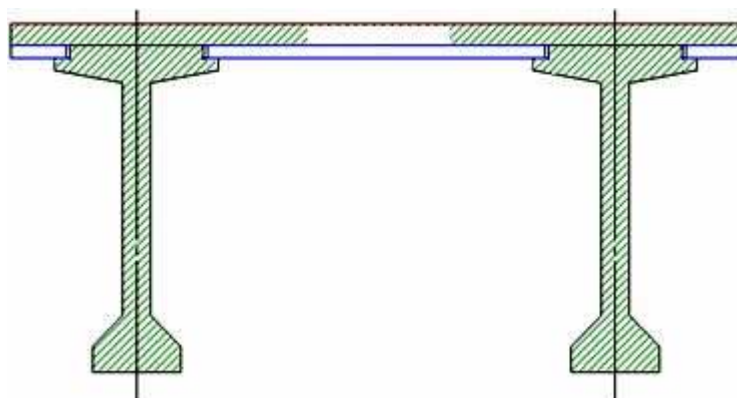


図-3.3.1 主方向の有効断面

【補足】

上フランジ切欠部の有無による応力度比較を行った結果、主桁下縁の応力度の差が道示Ⅲ1.3に規定される計算値の最小値である 0.1N/mm^2 以内であった。よって、実設計において制限値との差が $0.1\sim0.2\text{N/mm}^2$ 程度以上であれば耐荷性能を有していると考えられる。

参考として、上フランジ切欠部有無の断面諸値を用いた荷重ごとの主桁応力度の比較と、応力状態がクリティカルとなる主桁下縁の応力度に着目し、その応力度と断面定数を比較したものを以下に示す。

道示Ⅲ編 1.3

参考 1 切欠部有無による主桁応力度の比較

		切欠部考慮		切欠部無視		差	
		主桁上縁	主桁下縁	主桁上縁	主桁下縁	上縁	下縁
応力度 (N/mm^2)	プレストレス	-5.19	22.61	-5.49	22.72	-0.30	0.11
	死荷重	15.38	-20.17	16.43	-20.48	1.05	-0.31
	活荷重	1.84	-4.59	1.89	-4.59	0.05	0.11
	材齢差	-2.94	1.15	-3.29	1.26	-0.35	0.11
集計 (N/mm^2)	1.05D	7.25	3.59	7.65	3.50	0.40	-0.09
	1.05D+1.25L	9.09	-1.00	9.54	-1.09	0.45	-0.09

参考 2 断面定数の比較

		主桁総断面			床版換算断面		
		切欠部考慮	切欠部無視	比率	切欠部考慮	切欠部無視	比率
断面積	$A (\text{m}^2)$	0.99955	0.96788	0.968	1.54235	1.51068	0.979
断面定数	$Z_U (\text{m}^3)$	0.69175	0.64407	0.931	1.90165	1.85614	0.976
〃	$Z_L (\text{m}^3)$	-0.59787	-0.58695	0.982	-0.76322	-0.76257	0.999

※床版換算断面の断面定数 $Z_U \cdot Z_L$ は、主桁の上縁と下縁の値

3.3.3 前提条件の確認

PC 鋼材のリラクセーションの影響の評価とコンクリートのクリープひずみ及び乾燥収縮度の算出を道示に従い行う場合の前提条件として以下の項目について確認する。

(1) リラクセーションの影響の評価

プレストレッシング直後の PC 鋼材応力度の制限値は、道示Ⅲ編 表-5.1.1 の小さい方とされている。よって制限値は以下のとおりとなる。

$$\left. \begin{array}{l} 0.70 \sigma_{pu} = 0.70 \times 1880 = 1310 \text{ N/mm}^2 \\ 0.85 \sigma_{py} = 0.85 \times 1600 = 1360 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow 1310 \text{ N/mm}^2$$

プレストレッシング直後の PC 鋼材応力度を道示Ⅰ編 8.4(5)に従って算出すると下表のとおりで、PC 鋼材応力度の制限値 1310 N/mm^2 を超えない。これより、道示Ⅲ編 4.2 に従い PC 鋼材のリラクセーションを評価できることが確認できた。

表-3.3.5 PC 鋼材応力度

		径間中央	最大値
		Sec-109	-
プレストレッシング直後の PC鋼材の引張応力度	N/mm ²	1123.0	1130.0
制限値		1310	
判定		OK	OK

道示Ⅲ編
表-5.1.1

道示Ⅰ編 8.4(5)

道示Ⅲ編 4.2

(2) 弾性ひずみとクリープひずみの関係性

永続作用支配状況におけるコンクリートに生じる応力度は表-3.3.6～表3.3.8 のとおりとなる。曲げモーメントに対してコンクリートに生じる応力度を算出すると表-3.3.6 のとおりとなり（抵抗断面は表-3.3.4 と同じ）、コンクリートの圧縮応力度及び引張応力度の制限値を超えない。せん断力に対してコンクリートに生じる応力度を算出すると表-3.3.7 のとおりとなり、コンクリートの斜引張応力度の制限値を超えない。ねじりモーメントに対してコンクリートに生じる応力度を算出すると表-3.3.8 のとおりとなり、コンクリートの斜引張応力度の制限値を超えない。これにより、コンクリートに生じる応力度は道示Ⅲ編 5.1.5(3)に規定される制限値を超えない。よって、道示Ⅲ編 4.2.3 及び道示Ⅰ編 8.4 の規定に従いコンクリートのクリープの影響及び乾燥収縮度を評価できることが確認できた。

表-3.3.6 永続作用支配状況でのコンクリート応力度(曲げ)

			径間中央	
			Sec-109	
			上縁	下縁
永続作用 支配状況	TF無	N/mm ²	6.73	3.65
	TF有		5.69	4.02
制限値				0 ≤ σ c ≤ 16.0
判定			OK	OK

表-3.3.7 永続作用支配状況でのコンクリート応力度（せん断）

		支点部
		Sec-103
		N/mm ²
①	せん断	0.114
制限値		2.6
判定		OK

表-3.3.8 永続作用支配状況でのコンクリート応力度（ねじりモーメント）

		支点部
		Sec-103
		N/mm ²
①	せん断	0.365
制限値		2.6
判定		OK
①	せん断+ねじり	0.792
制限値		3.1
判定		OK

道示Ⅲ編
5.1.5(3)
道示Ⅲ編
4.2.3(4)
道示Ⅰ編 8.4

3.3.4 永続作用支配状況及び変動作用支配状況

(1) 曲げモーメントによる限界状態 1 に対する照査

1) 曲げモーメントによる限界状態 1 に対する照査

曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材の限界状態 1 に対する照査は、コンクリートに生じる応力度が、道示Ⅲ編 5.6.1(3)に規定される制限値を超えないことを確認することにより行う。

コンクリートに生じる応力度は、表-3.3.9 のとおりとなり、圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-5.6.2 T 形及び箱桁断面の場合） 24.0N/mm^2 と引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-5.6.1） 3.1N/mm^2 を超えないことから、限界状態 1 の照査を満足する。

【補足】

今回のケースでは③，⑤，⑨は決定ケースとならないため省略している。

表-3.3.9 コンクリート応力度（主桁の限界状態 1）

		径間中央	
		Sec-109	
		上縁	下縁
		N/mm^2	N/mm^2
①	D	5.69	4.02
②	D+Lmax	8.24	-1.94
	D+Lmin	6.00	3.29
③	D+TH	=①	=①
⑤	D+Lmax+TH	②より小さくなる	
	D+Lmin+TH		
⑨	D+TH+EQ	=①	=①
⑩	D+EQ	5.69	4.02
設計応力	max	8.24	4.02
	min	5.69	-1.94
制限値		$-3.1 \leq \sigma_c \leq 24.0$	
判定		ok	ok

設計方針【3】(1)

道示Ⅲ編
5.6.1(3)

道示Ⅲ編
表-5.6.2
道示Ⅲ編
表-5.6.1

2) 引張鉄筋の配置

引張応力が生じる部材断面には、道示Ⅲ編 5.3.3(2)の規定により求まる引張鉄筋を配置する。

- i) コンクリートに生じる引張応力の合力に対して、鉄筋の引張応力度が 210N/mm^2 以下となる鉄筋量
- ii) 引張応力が生じる部分のコンクリート断面積の 0.5%

表-3.3.10 引張鉄筋量（主桁の限界状態 1）

		径間中央	
		Sec-109	
		上縁	下縁
主桁の桁高	mm	2500	
合成応力度	N/mm^2	9.28	-2.32
部材引張縁から中立軸までの距離	mm	-	499
鉄筋応力の制限値	N/mm^2	-	210
必要鉄筋量	mm^2	-	1817
最小鉄筋量	mm^2	-	1455
配置鉄筋量(D22-6本)	mm^2	-	2323
判定		-	OK

【補足】

引張鉄筋の配置例については図-3.2.2 を参照のこと。

道示Ⅲ編
5.3.3(2)

(2) せん断力による限界状態 1 に対する照査

せん断力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材の限界状態 1 に対する照査は、コンクリートに生じる斜引張応力度が、道示Ⅲ編 5.6.2(3)に規定される制限値を超えないことを確認することにより行う。

道示Ⅲ編 式(5.4.5)により算出されるコンクリートに生じる斜引張応力度は、表-3.3.11 のとおりとなり、制限値を超えないことから、限界状態 1 に対する照査を満足する。

表-3.3.11 せん断力に対する限界状態 1 の照査

		支点部
		Sec-103
		N/mm ²
①	D	0.114
②	D+Lmax	0.683
	D+Lmin	0.129
⑩	D+EQ	0.114
制限値		2.6
判定		OK

設計方針【3】(2)

道示Ⅲ編

5.6.2(3)

道示Ⅲ編

式(5.4.5)

(3) ねじりモーメントによる限界状態 1 に対する照査

ねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材の限界状態 1 の照査は、コンクリートに生じる斜引張応力度が、道示Ⅲ編 5.6.3(3)に規定される制限値を超えないことを確認することにより行う。

永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、道示Ⅲ編 式(5.4.5)により算出されるコンクリートに生じる斜引張応力度は、表-3.3.12 及び表-3.3.13 のとおりとなり、制限値を超えないことから、限界状態 1 の照査を満足する。

表-3.3.12 ねじりに対する限界状態 1 の照査（ねじりのみ）

		支点部
		Sec-103
		N/mm ²
①	D	0.365
②	D+L _{max}	1.252
	D+L _{min}	0.388
⑩	D+EQ	0.365
制限値		2.6
判定		OK

表-3.3.13 ねじりに対する限界状態 1 の照査（せん断とねじり）

		支点部
		Sec-103
		N/mm ²
①	D	0.792
②	D+L _{max}	2.236
	D+L _{min}	1.144
⑩	D+EQ	0.792
制限値		3.1
判定		OK

設計方針【3】(2)

道示Ⅲ編

5.6.3(3)

道示Ⅲ編

式(5.4.5)

(4) 曲げモーメントによる限界状態 3 に対する照査

曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材の限界状態 3 に対する照査は、部材に生じる曲げモーメントが、道示Ⅲ編 式 (5.8.1) に従い算出される曲げモーメントの制限値を超えないことを確認することにより行う。

プレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材の部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、道示Ⅲ編 5.8.1(4) に従い算出する。このとき破壊抵抗曲げモーメントの特性値は、作用する軸方向力によって変動するため、設計状況に応じた荷重係数を見込んだ軸方向力を考慮して作用の組合せごとに算出する。

設計曲げモーメントは、下表のとおりとなり、部材破壊に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態 3 に対する照査を満足する。

表-3.3.14 曲げモーメントによる限界状態 3 に対する照査

			支間中央
			SEC-109
①～⑨	ξ_1	—	0.90
	ξ_2	—	0.90
	Φ_u	—	0.80
⑩	ξ_1	—	0.90
	ξ_2	—	0.90
	Φ_u	—	1.00
①	D	kN・m	14312
②	D+Lmax		19183
	D+Lmin		14916
設計曲げモーメント M_d			19183
曲げモーメントの制限値 M_{ud}			24790
判定 $M_d \leq M_{ud}$			OK
⑩	D+EQ	kN・m	14312
曲げモーメントの制限値 M_{ud}			30988
判定 $M_d \leq M_{ud}$			OK

設計方針【3】(1)

道示Ⅲ編
式(5.8.1)

道示Ⅲ編
5.8.1(4)

(5) せん断力による限界状態 3 に対する照査

せん断力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材の限界状態 3 に対する照査は、部材断面に生じるせん断力が、道示Ⅲ編 5.8.2 の(3)から(6)の規定に従い算出される制限値を超えないことを確認することにより行う。

1) 斜引張破壊に対する照査

斜引張破壊に対する照査は、道示Ⅲ編 式(5.8.2)に従い算出される制限値を超えないことを照査する。ここでは、斜引張鉄筋が負担すべきせん断力を算出した結果を下表に示す。

表-3.3.15 斜引張破壊に対するせん断力の制限値

			支点部	
			SEC-103	
①～⑨		S_p	kN	674
		ξ_1	—	0.90
		ξ_2	—	0.85
		Φ_{uc}	—	0.65
		Φ_{us}	—	0.65
		$\xi_2 \Phi_{up}$	—	0.70
①	D	S_C	kN	1243
		S_D	kN	1060
		S_{S-req}	kN	34
②	D+Lmax	S_C	kN	1803
		S_D	kN	1620
		S_{S-req}	kN	600
	D+Lmin	S_C	kN	1266
		S_D	kN	1083
		S_{S-req}	kN	57
⑩	D+EQ	S_p	kN	674
		ξ_1	—	0.90
		ξ_2	—	0.85
		Φ_{uc}	—	0.95
		Φ_{us}	—	0.95
		$\xi_2 \Phi_{up}$	—	0.95
		S_C	kN	1243
		S_D	kN	1060
		S_{S-req}	kN	0

設計方針【3】(2)

道示Ⅲ編 5.8.2
(3)～(6)

道示Ⅲ編
式(5.8.2)

斜引張鉄筋が負担すべきせん断力に基づき算出したスターラップの必要鉄筋量および最小鉄筋量は下表のとおりである。したがって、これ以上のスターラップを配置すれば、限界状態 3 に対する照査を満足する。

なお、ここで示したスターラップの必要鉄筋量は、せん断力による斜引張破壊に対する鉄筋量である。道示Ⅲ編 10.3.1 の(5)，(6)の規定に従い、この鉄筋量に加えて、桁の横方向に生じる曲げモーメントに対する鉄筋量との組み合わせを考慮する必要があることを注記する。

表-3.3.16 斜引張破壊に対するスターラップの必要鉄筋量

				支 点 部
				SEC-103
①	D	A_{W-req}	mm^2/m	33
②	D+Lmax	A_{W-req}	mm^2/m	583
	D+Lmin	A_{W-req}	mm^2/m	56
⑩	D+EQ	A_{W-req}	mm^2/m	0
最小鉄筋量（参考）		A_{W-min}	mm^2/m	1181

道示Ⅲ編 10.3.1
(5)～(6)

2) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

ウェブコンクリートの圧壊に対する照査は、部材断面に生じるせん断力が、道示Ⅲ編 式(5.8.7)に従い算出される制限値を超えないことを照査する。算出された制限値は下表のとおりとなる。

道示Ⅲ編
式(5.8.7)

表-3.3.17 ウェブ圧壊に対するせん断力の制限値

			支点部
			SEC-103
①～⑨	S_{ucw}	kN	3640
	S_p	kN	674
	ξ_1	—	0.90
	$\xi_2 \Phi_{ucw}$	—	0.70
	$\xi_2 \Phi_{up}$	—	0.70
	S_{ucd}	kN	2718
⑩	S_{ucw}	kN	3640
	S_p	kN	674
	ξ_1	—	0.90
	$\xi_2 \Phi_{ucw}$	—	1.00
	$\xi_2 \Phi_{up}$	—	0.95
	S_{ucd}	kN	3853

設計せん断力は、下表のとおりとなり、ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足する。

表-3.3.18 ウェブ圧壊に対する照査

				支点部
				SEC-103
S _d	①	D	kN	1060
	②	D+Lmax		1620
		D+Lmin		1083
設計せん断力S _d				1620
制限値S _{ucd}				2718
判定 S _d ≦S _{ucd}				OK
S _d	⑩	D+EQ	kN	1060
	制限値S _{ucd}			3853
	判定 S _d ≦S _{ucd}			OK

3.3.5 偶発作用支配状況

<省略>

【補足】

主桁の検討において，地震荷重・衝突荷重は基本的に考慮する必要がないため，本書では，偶発作用支配状況に対する照査の記載は省略している。

3.3.6 相反応力部材の照査

<省略>

【補足】

対象が単純桁であるため，本書では，相反応力部材に対する照査の記載は省略している。

3.4 耐久性能の照査

1.2.3 及び 1.4.2 の設計方針に従い，PC コンポ橋の主桁としての耐久性能に関しては，表-3.4.1 に示す項目により照査を行う。

表-3.4.1 主桁の耐久性能に関する照査項目

照査項目	耐久性確保の方法
内部鋼材の腐食	・ かぶりによる内部鋼材の腐食 かぶり $\geq$ 道示Ⅲ編 5.2.3(2) の最小かぶり ・ コンクリートの表面状態の制御 照査用荷重：永続作用支配状況を準用 コンクリートの応力度： $\sigma_{ctl} \leq \sigma_c \leq \sigma_{ccl}$ ・・・道示Ⅲ編 6.2.2,5.1.5(3)
コンクリート部材の疲労	・ PC 鋼材及びコンクリートの応力度の制御 作用の組合せ：1.0(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U) PC 鋼材の引張応力度： $\sigma_p \leq 0.60\sigma_{pu}$ 又は $0.75\sigma_{py}$ のうち小さい方の値 コンクリートの応力度： $\sigma_{ctl} \leq \sigma_c \leq \sigma_{ccl}$ ・・・道示Ⅲ編 6.3.2(3)

3.4.1 内部鋼材の腐食に対する耐久性能の照査

主桁について、1.5.3「かぶりの設定」で設定したかぶりは、道示Ⅲ編 6.2.3の規定を満足する。また、永続作用支配状況におけるコンクリートの応力度は、道示Ⅲ編 5.1.5(3)の制限値を超えないことを前述の 3.3.3「前提条件の確認」で確認している。よって、内部鋼材の腐食に対する耐久性能の照査を満足する。

セグメント接合面における耐久性確保の方法には様々な方法が考えられるが、本書のプレキャストセグメントの接合面は、エポキシ樹脂接着剤を用いて目地を遮蔽した上で、内部鋼材の防食として非鉄シースを用い、かつ、接合面を介して非鉄シース内に腐食因子が侵入しないよう、実験により性能が確認された方法でシースを連結してグラウトを充てんする仕様としたものとしている。

道示Ⅲ編 6.2.3

道示Ⅲ編

5.1.5(3)

道示Ⅲ編

16.3(7)2)

3.4.2 コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の照査

(1) PC 鋼材の応力度

PC 鋼材の引張応力度の制限値は、道示Ⅲ編 表-6.3.4 の小さい方とされている。よって制限値は以下のとおりとなる。各着目断面の PC 鋼材応力度は、下表のとおりとなり、引張応力度の制限値を超えない。

道示Ⅲ編

表-6.3.4

$$\left. \begin{array}{l} 0.60 \sigma_{pu} = 0.60 \times 1880 = 1128 \text{ N/mm}^2 \\ 0.75 \sigma_{py} = 0.75 \times 1600 = 1200 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow 1120 \text{ N/mm}^2$$

表-3.4.2 PC 鋼材応力度(コンクリート部材の疲労)

		支間中央
		SEC-109
D+L+PS+CR+SH	N/mm ²	1010
制限値		$\sigma_p \leq 1120$
判定		OK

【補足】

本書では、各設計断面における全ての PC 鋼材を対象とした照査結果から代表して、最も鋼材応力が高い PC 鋼材に対する照査結果を示している。

(2) コンクリートの応力度

各着目断面のコンクリートの応力度は、下表のとおりとなり、主桁は圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-6.3.5） 16.0N/mm^2 と、引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-6.3.6） 1.8N/mm^2 を超えない。

また、場所打ち床版の圧縮応力度の制限値は（道示Ⅲ編 表-6.3.5） 11.0N/mm^2 とする。

表-3.4.3 コンクリート応力度（コンクリート部材の疲労）

	支間中央		
	SEC-109		
	床版上縁	主桁上縁	主桁下縁
	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2
D+L+PS+CR+SH	5.07	8.20	-0.71
制限値	床版上縁 $\sigma_c \leq 11.0$ 主桁 $-1.8 \leq \sigma_c \leq 16.0$		
判定	OK	OK	OK

・引張鉄筋の応力度

引張応力が生じる部材断面において引張鉄筋の負担する引張応力度は下表のとおりとなり、道示Ⅲ編 6.3.2(3)の制限値 180N/mm^2 を超えない。

表-3.4.4 引張鉄筋の引張応力度

		支間中央	
		SEC-109	
		主桁上縁	主桁下縁
主桁の桁高	mm	2500	
合成応力度	N/mm^2	8.20	-0.71
部材引張縁から中立軸までの距離	mm	-	200
鉄筋応力の制限値	N/mm^2	-	180
必要鉄筋量	mm^2	-	277
配置鉄筋量（D22-6本）	mm^2	-	2323
判定		-	OK

(3) 耐久性能の照査

以上より、疲労に対する耐久性能の照査を満足する。

道示Ⅲ編
表-6.3.5
表-6.3.6

道示Ⅲ編
6.3.2(3)

3.5 桁と床版の接合部の照査

(1) 限界状態 1 に対する照査

限界状態 1 に対する照査は、道示Ⅲ編 11.3.2 の規定に従い、式 (11.3.2) により算出するせん断応力度が、式 (11.3.1) に規定される制限値を超えないことを確認することにより行う。

照査結果は下表のとおりとなり、せん断応力度が制限値を超えないことから、限界状態 1 に対する照査を満足する。なお、下表は接合面におけるせん断応力度が最大となる組合せのみを抽出している。また、橋軸方向のせん断応力と橋軸方向、橋軸直角方向を合成したせん断応力はほぼ同等であることから、発生応力が制限値に対して余裕のない場合を除き、橋軸方向のせん断応力のみを照査しても実用上問題ないと考えられる。

【添付資料 2_橋軸直角方向水平せん断応力度の影響について】 参照

表-3.5.1 桁と床版の接合部の限界状態 1 に対する照査

					支点部
					SEC-101
②	D+Lmax	せん断応力 τ_{b-L}	橋軸方向	N/mm^2	0.564
		せん断応力 τ_{b-T}	橋軸直角方向	N/mm^2	0.080
		せん断応力 τ_b	合成方向	N/mm^2	0.570
		ξ_1			—
		ξ_2			—
		Φ_{bc}			—
		k_c			—
		σ_{ck}			N/mm^2
		τ_{bc}			N/mm^2
		制限値 τ_{bd}			N/mm^2
		判定 $\tau_b \leq \tau_{bd}$			OK

設計方針【3】(4)

設計方針【3】(3)

道示Ⅲ編

式(11.3.1)

式(11.3.2)

(2) 限界状態 3 に対する照査

限界状態 3 に対する照査は、道示Ⅲ編 11.3.3 の規定に従い、スターラップ及びそれと同材質のずれ止め鉄筋を、桁と床版の接合面の面積に対する比が式(11.3.3) 以上かつ 0.2% 以上となることを確認することにより行う。

計算結果は下表のとおりとなり、必要鉄筋量以上の鉄筋を配置すれば、限界状態 3 に対する照査を満足する。なお、下表は接合面におけるせん断応力度が最大となる組合せのみを抽出している。また、橋軸方向のせん断応力と橋軸方向、橋軸直角方向を合成したせん断応力はほぼ同等であることから、両者の必要鉄筋量もほぼ同等となるため、橋軸方向のせん断応力のみを考慮して必要鉄筋量を算出しても実用上問題ないと考えられる。

【添付資料 2_橋軸直角方向水平せん断応力度の影響について】 参照

表-3.5.2 桁と床版の接合部の限界状態 3 に対する照査

					支点部	
					SEC-101	
②	D+Lmax	せん断応力 τ'_{b-L}	橋軸方向	N/mm^2	0.591	
		せん断応力 τ'_{b-T}	橋軸直角方向	N/mm^2	0.080	
		せん断応力 τ'_b	合成方向	N/mm^2	0.596	
		σ_{sy}		N/mm^2	345	
		σ_{ck}		N/mm^2	30	
		ずれ止め鉄筋比 p	橋軸方向のみ考慮	—	0.0106	
			合成方向	—	0.0107	
		必要鉄筋量	橋軸方向のみ考慮	mm^2	11194	
			合成方向	mm^2	11296	
		配置鉄筋量(D22-4本-125mmピッチ)			mm^2	12387
		最小鉄筋量			mm^2	2120

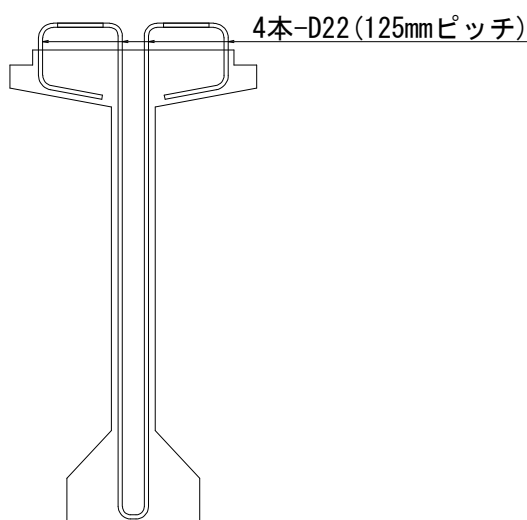


図-3.5.1 ずれ止め鉄筋配置例

設計方針【3】(4)

設計方針【3】(3)

道示Ⅲ編

式(11.3.3)

3.6 セグメント接合部の耐荷性能の照査

3.6.1 前提となる事項の検討

(1) プレキャストセグメントのコンクリートの設計基準強度

プレキャストセグメント構造に用いるコンクリートの設計基準強度は、道示Ⅲ編 16.2(3)に従い 40N/mm^2 以上のものを用いることが原則であり、本橋では設計基準強度 50N/mm^2 のコンクリートを想定する。

道示Ⅲ編
16.2(3)

(2) プレキャストセグメントの接合部の配置

プレキャストセグメントの接合面は、道示Ⅲ編 16.4.1(3)に従い、接合面に沿ったプレストレスによる分力が生じないように、部材軸線に対して直角に設ける。

道示Ⅲ編
16.4.1(3)

(3) せん断キーの配置

接合部にはせん断力の伝達のため、道示Ⅲ編 16.4.1(4)に従い、1 接合面あたり 2 箇所以上の接合キーを分散して配置することとし、本橋では 1 断面あたり 同一鋼製接合キーを 6 個設けて接合面に直角に配置する。

道示Ⅲ編
16.4.1(4)

【補足】プレキャストセグメントの端部及び接合キーの周辺部の補強

プレキャストセグメントの端部及び接合キーの周辺部は、道示Ⅲ編 16.4.1(6)に従い、曲げモーメントによる局所的な支圧応力に抵抗できるように、鉄筋を配置して補強する必要がある。参考として、端部及び接合キーの周辺部における補強鉄筋の配置例を以下に示す。

道示Ⅲ編
16.4.1(6)

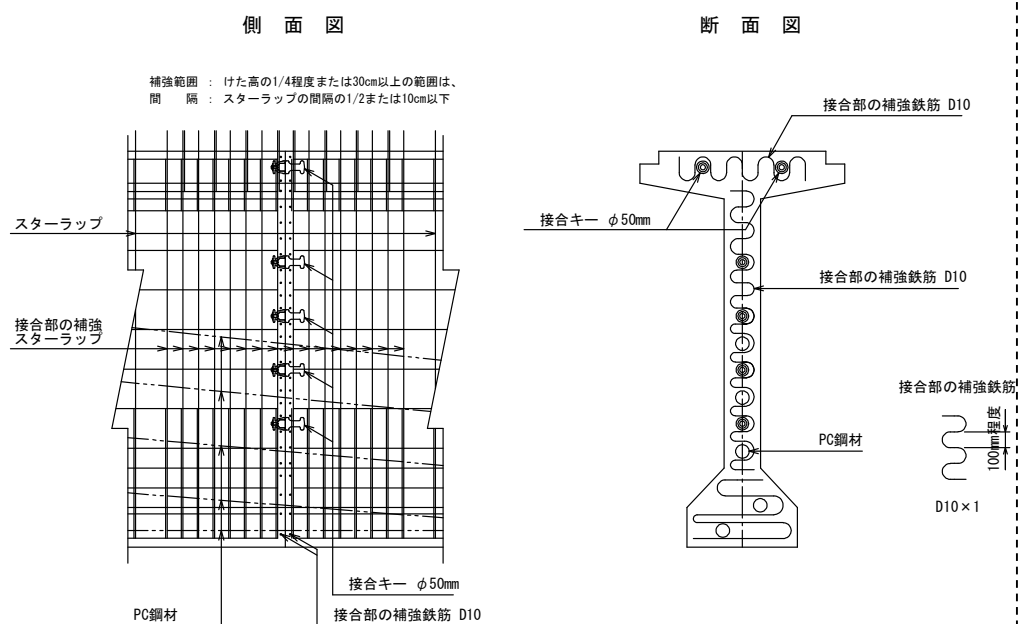


図-3.6.1 端部及び接合キーの周辺部における補強鉄筋の配置例

3.6.2 接合部の耐荷性能に関する照査項目

設計方針【3】(4)

設計方針【3】

(1)～(2)

表-3.6.1 接合部の耐荷性能に関する照査項目

状態 状況	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの橋の状態
	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態 (部材の限界状態1)	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態 (部材の限界状態2)	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態 (部材の限界状態3)
永続作用や変動作用が支配的な状況	・曲げモーメント $M_d \leq$ 全圧縮となる状態の曲げモーメント ・・・道示Ⅲ編 16.4.5(2) ・せん断力 同右 ・・・道示Ⅲ編 16.4.6		・曲げモーメント 同左 ・・・道示Ⅲ編 16.4.7 ・せん断力 $P_{ki} \leq P_{kid}$ ・・・道示Ⅲ編 16.4.8(2)
偶発作用が支配的な状況	・曲げモーメント $M_d \leq$ 全圧縮となる状態の曲げモーメント ・・・道示Ⅲ編 16.4.5(2) ・せん断力 同右 ・・・道示Ⅲ編 16.4.6		・曲げモーメント 同左 ・・・道示Ⅲ編 16.4.7 ・せん断力 $P_{ki} \leq P_{kid}$ ・・・道示Ⅲ編 16.4.8(2)

3.6.3 永続作用支配状況及び変動作用支配状況

(1) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部の限界状態1に対する照査

設計方針【3】(4)

1) 接合部が全圧縮である状態の限界に対する照査

設計方針【3】(1)

限界状態1に対する制限値として道示Ⅲ編 16.4.5に規定されている接合部が全圧縮である状態の限界に対応する曲げモーメント M_0 を、接合部断面に作用する曲げモーメントが超えないことを照査する。ここで、 M_0 は主桁単体断面および床版合成断面の各々の施工段階に作用する荷重を考慮し、主桁下縁に引張応力が発生しない限界の曲げモーメントを適切に算出する必要がある。

道示Ⅲ編

以下に最も検討結果が厳しくなる SEC-108 の D+Lmax 時の計算結果を示す。

16.4.5

D+Lmax 時 (SEC-108)

$M_0 = 17995 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_d = 17415 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 判定 OK

ここに、 M_0 ：全圧縮となる状態の限界に対応する曲げモーメント (kN・m)

M_d ：設計曲げモーメント (kN・m)

2) 接合面が開口した場合のじん性に関する照査

道示Ⅲ編 16.4.5に従い、接合面を全圧縮とさせるために必要とされる PC 鋼材の鋼材量の 30%以上がコンクリートと付着のある PC 鋼材の鋼材量であることを照査する。

道示Ⅲ編

16.4.5

本橋では、必要となる PC 鋼材すべてを内ケーブルとしてグラウトによりコンクリートと付着させるため、必要とされる PC 鋼材の鋼材量の 100%をコンクリートと付着のある PC 鋼材の鋼材量としていることから、照査を満足する。

(4) せん断力又はねじりモーメントを受ける接合部の限界状態 3 に対する照査 接合部に作用するせん断力及びねじりモーメントによって接合キーに生じるせん断力が、道示Ⅲ編 16. 4. 8 に規定される制限値を超えないことを照査する。 1) 接合キーの設計せん断力 せん断力及びねじりモーメントによって接合キーに生じるせん断力を、道示Ⅲ編 16. 4. 2 に従い次式により求める。本橋では接合面の摩擦による分担は期待しないものとして、接合キーに生じるせん断力を求めた。以下に最も検討結果が厳しくなる SEC-105 の D+Lmax 時の計算結果を示す。 D+Lmax 時 (SEC-105) $P_{ki} = P_{si} + P_{ti} = 130043 + 0 = 130043 \text{ N}$ ここに、P_{ki} : 接合キー 1 箇所あたりに生じる設計せん断力 (N) P_{si} : 接合キー 1 箇所あたりに作用するせん断力 (N) ただし、偏心等の影響がないと考えて次式で求める。 $P_{si} = S / n = 780258 / 6 = 130043 \text{ N}$ S : 接合面に作用するせん断力 (N) ただし、設計せん断力 S_d にプレストレスの分力 S_p を考慮する。 $S = S_d - S_p = 1352834 - 572576 = 780258 \text{ N}$ n : 接合キーの個数 (6 個) P_{ti} : 接合キー 1 箇所あたりに作用するねじりモーメントによるせん断力 (N) であり、次式により算出する。 $P_{ti} = M_t \max(d_i) / \sum d_i^2 = 0 \text{ N}$ M_t : 接合面に作用するねじりモーメント (N・mm) , $M_t = 0 \text{ N・mm}$ $\max(d_i)$: d_i の最大値 (mm) , $d_i = 1620 \text{ mm}$	設計方針【3】(2) 道示Ⅲ編 16. 4. 8 道示Ⅲ編 16. 4. 2 道示Ⅲ編 式(16. 4. 1) 道示Ⅲ編 式(16. 4. 2) 道示Ⅲ編 式(16. 4. 3)
--	---

【補足】 接合キーに生じるせん断力に、摩擦力による分担を見込む場合の計算方法

接合面に対するせん断力及びねじりモーメントの作用に対しては、せん断キーが受け持つものとし、接合面の摩擦による分担は期待しないことが原則であるが、実験等により安全性を確認した範囲においては摩擦力による分担を見込んでよいとされている。ここでは、摩擦力による分担を見込むことに対する安全性が設計耐久期間において確保されていることを前提として、せん断力及びねじりモーメントによって接合キーに生じるせん断力に、摩擦力による分担を見込む場合の計算を示す。以下に最も検討結果が厳しくなる SEC-105 の D+Lmax 時の計算結果を示す。本検討では、摩擦力による分担を見込んだ場合、接合キー 1 箇所当りに生じる設計せん断力は 0 となる。

D+Lmax 時 (SEC-105)

$$P_{ki} = P_{si} + P_{ti} - P_{pf} = 130043 + 0 - 130043 = 0 \text{ N}$$

ここに、 P_{ki} ：接合キー 1 箇所あたりに生じる設計せん断力 (N)

P_{si} ：接合キー 1 箇所あたりに作用するせん断力 (N)

ただし、偏心等の影響がないと考えて次式で求める。

$$P_{si} = S / n = 780258 / 6 = 130043 \text{ N}$$

S ：接合面に作用するせん断力 (N)

ただし、設計せん断力 S_d にプレストレスの分力 S_p を考慮する。

$$S = S_d - S_p = 1352834 - 572576 = 780258 \text{ N}$$

n ：接合キーの個数 (6 個)

P_{ti} ：接合キー 1 箇所あたりに作用するねじりモーメントによるせん断力 (N) であり、次式により算出する。

$$P_{ti} = M_t \max(d_i) / \sum d_i^2 = 0 \text{ N}$$

M_t ：接合面に作用するねじりモーメント (N・mm)， $M_t = 0 \text{ N・mm}$

$\max(d_i)$ ： d_i の最大値 (mm)， $d_i = 1620 \text{ mm}$

P_{pf} ：接合キー 1 箇所当たりのプレストレスによる接合面の摩擦抵抗力 (N)

$$P_{pf} = \mu \cdot \sum P_{ei} \cos \alpha_i / n \quad \text{ただし、} P_{pf} \leq P_{si} + P_{ti} = 130043 \text{ N}$$

P_{ei} ：i 番目に緊張する PC 鋼材の有効引張力の作用効果 (N)。

μ ：接合面の摩擦係数。本書では 0.3 とした。

2) 接合キ一のせん断強度の制限値に対する照査

鋼製接合キーのせん断強度の特性値は、道示Ⅲ編 16.4.3 において鋼製接合キーのせん断応力度の制限値を超えない範囲で適用できると規定されているため、この前提条件を満足することを確認する。

ただし、使用する鋼製接合キーの材料はFCD450（JIS G 5502）であり、鋼製接合キーのせん断応力度の制限値を 140N/mm^2 とする。

$$\tau_k = P_{ki} / A_R = 130043 / 1963 = 66.2 \text{ N/mm}^2$$

ここに、 τ_k ：鋼製接合キーに生じるせん断応力度 (N/mm²)

$$P_{ki}: \text{鋼製接合キー 1 箇所あたりに作用する設計せん断力 (N)} \\ = 130043 \text{ N}$$

A_R : 鋼製接合キー 1 箇所あたりの断面積 (mm^2) であり, 直径 50mm の鋼製接合キーを用いることから 1963 mm^2 とする。

よって、鋼製接合キーのせん断応力度は制限値を超えない。

道示Ⅲ編
16.4.3

道示Ⅲ編
式(16.4.5)

鋼製接合キー 1 箇所あたりのせん断強度の特性値は道示Ⅲ編 16.4.3 に従い求める。

$$\begin{aligned} S_{kic} &= (L/3) B k_s \sigma_b \\ &= (79/3) \times 80 \times 4.0 \times 50 \\ &= 421333 \text{ N} = 421.333 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、 S_{kic} ：鋼製接合キーのせん断強度の特性値 (N)

B ：接合キーの外径 (mm) であり、下図の通り 80mm とする。

L ：接合キーの埋込長さ (mm) であり、下図の通り 79mm とする。

σ_b ：コンクリートが負担できる支圧応力度 (N/mm²) であり、50N/mm² とする。また、プレキャストセグメントの出荷時にコンクリートの圧縮強度が設計基準強度に達と想定して施工時の検討を行う。

k_s ：補正係数で 4.0 として計算する。

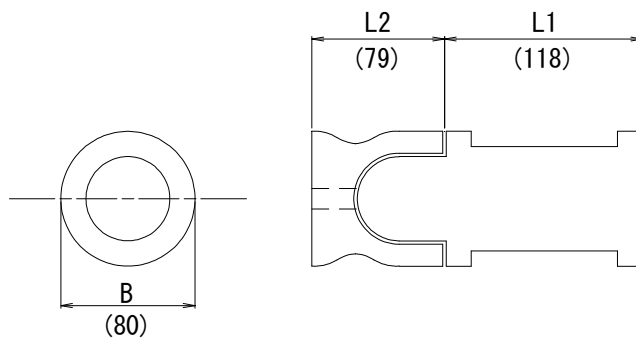


図-3.6.2 鋼製接合キーの形状

接合キーに生じるせん断力の制限値は道示Ⅲ編 16.4.8 に従い次式で求める。

$$P_{kid} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ki} S_{kic}$$

ここで、 P_{kid} ：接合キーに生じるせん断力の制限値 (N)

ξ_1 ：調査・解析係数=0.90

ξ_2 ：部材・構造係数=0.75

Φ_{ki} ：抵抗係数=0.50

S_{kic} ：各接合キーのせん断強度の特性値 (N)

であり、鋼製接合キーの値 (=421.333kN) を用いる。

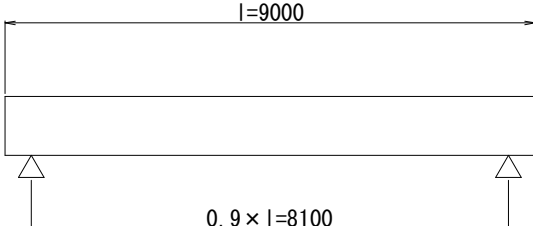
計算結果は以下に示すとおりであり、 $P_{ki} \leq P_{kid}$ を満足する。

$$P_{ki} = 130.043 \text{ kN}$$

$$P_{kid} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ki} S_{kic} = 0.90 \times 0.75 \times 0.50 \times 421.333 = 142.200 \text{ kN}$$

道示Ⅲ編
16.4.3
道示Ⅲ編
式(16.4.4)

道示Ⅲ編
16.4.8
道示Ⅲ編
式(16.4.9)

3.6.4 施工時の照査 (1) プレキャストセグメントの吊上げ・運搬時の検討 プレキャストセグメントの吊上げや運搬を行う時のプレキャストセグメントにはプレストレスが導入されていないため、道示Ⅲ編 16.2 に従い、有害なひび割れが発生しないように必要な補強筋を配置して安全性を確保する。本検討では引張応力が最も大きくなった中央セグメントの結果を示す。 【補足】 本書では、吊上げる時にはプレキャストセグメント自重の 20%を、運搬する時にはプレキャストセグメント自重の 30%を衝撃の影響として仮定することとし、計算は衝撃の影響が大きい運搬時を対象として検討する。この仮定は、一般的に用いられている値を使用しているが、施工においては、実際の条件に応じて設定する必要がある。またプレキャストセグメントの吊上げ時や運搬時は下図のようにプレキャストセグメントの 90%の距離を支間長とした状態にあると仮定し、単純梁として検討している。  The diagram shows a horizontal beam of length $l=9000$. It is supported at two points, represented by triangles. The distance between these supports is labeled as $0.9 \times l = 8100$. 図-3.6.3 吊上げ・運搬時における支間長の仮定 1) 施工時の曲げモーメント 道示Ⅰ編 3.3 に従い、施工時における自重の特性値に対する荷重組合せ係数 γ_p は 1.00 とし、荷重係数 γ_q は 1.05 とする。プレキャストセグメントの運搬による衝撃の影響には荷重組合せ係数と荷重係数は考慮しない。 $ \begin{aligned} M_d &= W_d \gamma_p \gamma_q \times (0.9l)^2 / 8 \\ &= 25.75 \times 1.00 \times 1.05 \times (0.9 \times 9000)^2 / 8 \\ &= 221.741 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} = 222.741 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_i &= M_d \cdot i \\ &= 221.741 \times 10^6 \times 0.3 \\ &= 66.522 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} = 66.522 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M &= M_d + M_i = 221.741 + 66.522 = 288.263 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned} $ ここに、M：運搬時の曲げモーメント（N・mm） M_d：運搬時の自重による曲げモーメント（N・mm） M_i：運搬時の衝撃の影響による曲げモーメント（N・mm） W_d：単位長さ当たりのプレキャストセグメント重量（N） l：プレキャストセグメント長（mm） i：運搬時における衝撃の影響であり、設計では 0.3 とした。	設計方針【5】(1) 道示Ⅲ編 16.2 道示Ⅰ編 3.3
--	--

【補足】

施工条件が設計の想定と異なる場合には、 i については、再検討が必要となる。

2) プレキャストセグメントの曲げ応力度

$$\sigma_{cu} = M / Z_u = (288.263 \times 10^6) / (0.67651 \times 10^9) = 0.43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cl} = M / Z_l = (288.263 \times 10^6) / (-0.55194 \times 10^9) = -0.52 \text{ N/mm}^2$$

ここで、曲げ引張応力度は道示Ⅲ編 5.6.1 による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である 3.1 N/mm^2 以下となり、弾性応答する限界を超えない。

道示Ⅲ編 5.6.1

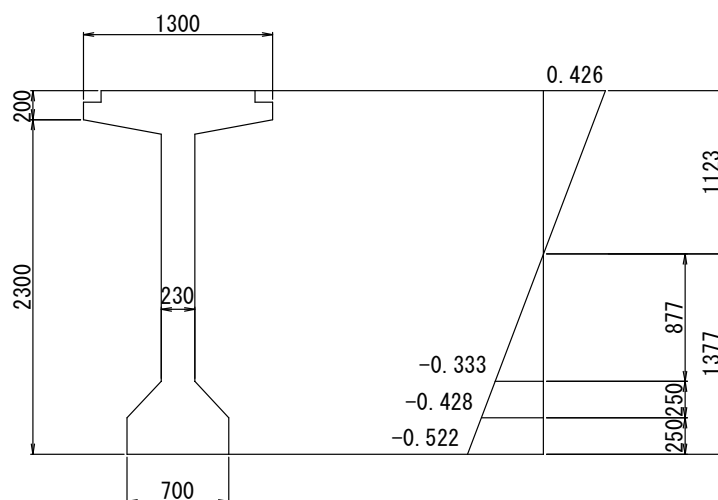


図-3.6.4 プレキャストセグメントの曲げ応力度の分布

3) 引張鉄筋量の算出

- ・ 引張鉄筋の断面積

$$A_{s\text{ i}} = T / \sigma_{s\text{ max}} = 160832 / 210 = 765.9 \text{ mm}^2$$

- ・ 引張応力が生じる部分のコンクリート断面積の 0.5%

$$A_{s\text{ ii}} = 0.005 A_{cl} = 0.005 \times 492960 = 2465 \text{ mm}^2$$

ここに、 A_s : 引張鉄筋量 (mm^2)

T : コンクリートに生じる引張応力の合力 (N)

$\sigma_{s\text{ max}}$: 引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値 (N/mm^2) であり、道示Ⅲ編 5.3.3(2)1)に従い 210 N/mm^2 とする

A_{cl} : 引張応力が生じる部分のコンクリート断面積 (mm^2)

D13 の鉄筋を 20 本配置した場合

$$A'_s = 126.7 \times 20 = 2534.0 \text{ mm}^2 > A_{s\text{ ii}} = 2465 \text{ mm}^2$$

ここに、 A'_s : 配置鉄筋量 (mm^2)

道示Ⅲ編 5.3.3
式(解 5.3.1)

道示Ⅲ編
5.3.3(2)1)

【補足】

本書では、引張鉄筋の詳細な配置計画については、記載を省略している。

(2) プレキャストセグメントの接合時の検討

1) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部の検討

施工時であるプレストレス導入直後の状態においても、接合部が全圧縮である状態の限界に対応する曲げモーメントの制限値を超えないことを照査する。

【補足】

自重による正の曲げモーメントが小さくなった場合、プレストレス導入時に引張縁となる上縁のコンクリート応力度が全圧縮とならなくなることから、その状態を制限している。ただし、道示Ⅰ編 3.3 に従い、自重及びプレストレスの特性値に対する荷重組合せ係数 γ_p は1.00とし、荷重係数 γ_q は1.05としている。

道示Ⅰ編 3.3

曲げモーメントの制限値は、以下のように求める。

$$\begin{aligned} M_0 &= -(\sigma_{ct} + N/A_c) I_c / y \\ &= -(-6.834 - 0 / 0.99953 \times 10^6) \times 0.79194 \times 10^{12} / (1.134 \times 10^3) \\ &= 4772.59 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm} \\ &= 4772.59 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

道示Ⅲ編
式(解 5.8.7)

ここに、 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

σ_{ct} ：プレストレス導入直後のプレストレス力による部材引張縁の応力度 (N/mm²)

N ：部材断面に作用する軸方向力 (N)。ただしプレストレス力は含まない。

I_c ：部材の断面二次モーメント (mm⁴)

A_c ：部材の断面積 (mm²)

y ：部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm)

照査は次式で行う。

$$\begin{aligned} M_{dl} &\geq M_0 \\ 5031.21 \text{ kN}\cdot\text{m} &\geq 4772.59 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

ここに、 M_{dl} ：主桁自重による曲げモーメント

① 接合キーの設計せん断力

道示Ⅲ編 16.4.2
道示Ⅰ編 3.3

道示Ⅲ編
式(解 16. 4. 2)

$$\begin{aligned} S_3 &= |S_d - \sum P_j \sin \alpha_j| \\ &= |353105 - 690005| \\ &= 336900 \text{ N} = 336.900 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、 S : 接合面に作用するせん断力 (N)

S_d : プレキャストセグメントの接合面位置に作用する自重によるせん断力 (N)

α_j : j 番目に緊張する PC 鋼材の継目位置での曲げ角度

せん断力及びねじりモーメントによって接合キーに生じるせん断力を，道示Ⅲ編 16. 4. 2 に従い次式により求める。 $P_{ki}=P_{si}+P_{ti}$ $=56150+0$ $=56150 \text{ N}=56.150 \text{ kN}$ ここに，P_{ki}：接合キー 1 箇所あたりに生じる設計せん断力（N） P_{si}：接合キー 1 箇所あたりに作用するせん断力（N） ただし，偏心等の影響がないと考えて次式で求めた。 $P_{si}=S/n=336900/6=56150 \text{ N}$ S：接合面に作用するせん断力（N） n：接合キーの個数 （接合部 1 箇所に 6 個の鋼製接合キーを配置） P_{ti}：接合キー 1 箇所あたりに作用するねじりモーメントによるせん断力（N）	道示Ⅲ編 16. 4. 2 道示Ⅲ編式(16. 4. 1) 道示Ⅲ編式(16. 4. 2)
② 接合キーのせん断強度の制限値に対する照査 鋼製接合キーのせん断強度の特性値は，道示Ⅲ編 16. 4. 3 において鋼製接合キーのせん断応力度の制限値を超えない範囲で適用できると規定されているため，この前提条件を満足することを確認する。 ただし，使用する鋼製接合キーの材料は FCD450（JIS G 5502）であり，鋼製接合キーのせん断応力度の制限値は 140N/mm^2 とする。 $\tau_k=P_{ki}/A_R$ $=56150/1963$ $=28.6 \text{ N/mm}^2 \leq 140 \text{ N/mm}^2$ ここに，τ_k：鋼製接合キーに生じるせん断応力度（N/mm^2） P_{ki}：鋼製接合キー 1 箇所あたりに作用する設計せん断力（N） A_R：鋼製接合キー 1 箇所あたりの断面積（mm^2） ただし，直径 50mm の鋼製接合キーを用いることから 1963 mm^2 とする。	道示Ⅲ編 16. 4. 3 道示Ⅲ編式(16. 4. 5)

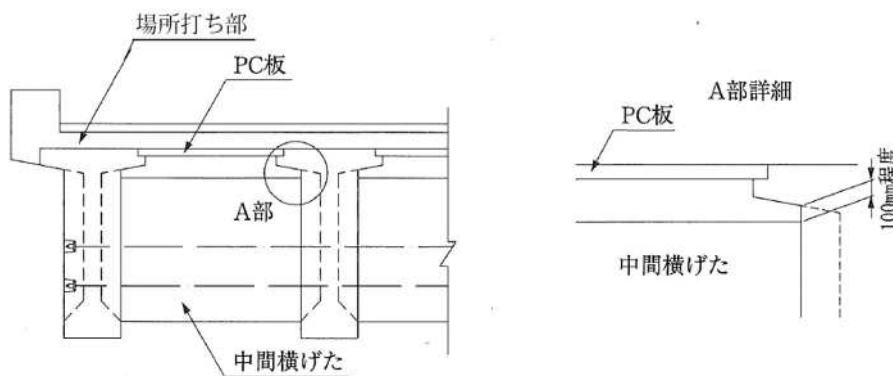
鋼製接合キー 1箇所あたりのせん断強度の特性値は道示Ⅲ編 16.4.3 に従い求める。 $S_{kic} = (L/3) B k_s \sigma_b$ $= (79/3) \times 80 \times 3.0 \times 50$ $= 316000 \text{ N} = 316.000 \text{ kN}$ ここに、S_{kic}：鋼製接合キーのせん断強度の特性値 (N) B：接合キーの外径 (mm) L：接合キーの埋込長さ (mm) σ_b：コンクリートが負担できる支圧応力度 (N/mm²) k_s：補正係数であり、施工時であるため 3.0 として計算を行う。 接合キーに生じるせん断力の制限値は道示Ⅲ編 16.4.8 に従い次式で求める。 $P_{kid} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ki} S_{kic}$ ここで、P_{kid}：接合キーに生じるせん断力の制限値 (N) ξ_1：調査・解析係数=0.90 ξ_2：部材・構造係数=0.75 Φ_{ki}：抵抗係数=0.50 S_{kic}：各接合キーのせん断強度の特性値 (N) であり、鋼製接合キーの値 (=316.000kN) を用いる。 計算結果は以下に示すとおりであり、$P_{ki} \leq P_{kid}$ を満足する。 $P_{ki} = 56.150 \text{ kN}$ $P_{kid} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ki} S_{kic} = 0.90 \times 0.75 \times 0.50 \times 316.000 = 106.650 \text{ kN}$	道示Ⅲ編 16.4.3 道示Ⅲ編 式(16.4.4) 道示Ⅲ編 16.4.8 道示Ⅲ編 式(16.4.9)
--	--

4 章 横桁

横桁は、道示Ⅲ編 8 章、道示Ⅲ編 10. 4 の規定に従い、主桁や支承から伝達される力に対し、抵抗できる構造となるように設計する。

【補足】

コンポ橋の中間横桁は、床版と一体化させないことを原則とし、支間中央に一箇所配置することを標準としている。



4. 1 部材寸法等の設定

4. 1. 1 有効幅の算出

横桁の有効幅 λ は、道示Ⅲ編 10. 4. 1 (4) に規定されるとおり、道示Ⅲ編 10. 2. 2 の規定に従い算出する。また、横桁部材の最小厚さは道示Ⅲ編 表-5. 2. 1 の規定に従い 200mm 以上を確保する。

- ・ 曲げモーメントに対する圧縮フランジの片側有効幅

中間横桁の有効幅（間接支持された桁）

$$\lambda = (n-1) / 6 \cdot (lb + bw) + bs$$

ここに、

n : 主桁本数(本)

lb : 主桁の純間隔(mm)

bs : ハンチ部の有効幅(mm)

bw : 主桁のウェブ幅(mm)

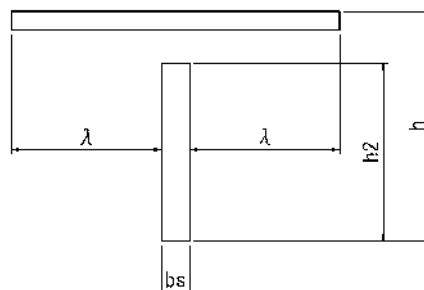


図-4. 1. 1 横桁の有効幅

道示Ⅲ編
8 章
10. 4

道示Ⅲ編
10. 4. 1 (4)
10. 2. 2
表-5. 2. 1

4.1.2 横桁横締め PC 鋼材配置

支承のアンカーボルト、開口部などとの取り合いを考慮する。鉄筋、PC 鋼材、シースのあきは道示Ⅲ編 5.2.4 に規定される値を確保する。PC 鋼材配置は、下から 1 段目 1 本、2 段目 1 本、とする。

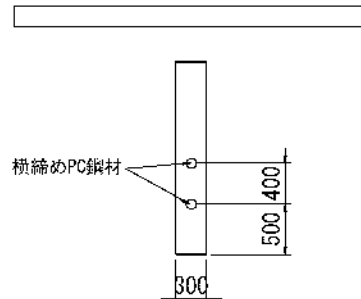


図-4.1.2 PC 鋼材配置

4.2 断面力の算出方法

道示Ⅲ編 10.4.2 の規定に従い、格子構造理論によって断面力を算出する。

4.3 耐荷性能の照査

4.3.1 永続作用支配状況及び変動作用支配状況

(1) 設計断面力の算出

1) 断面力の算出

横桁の設計では、道示Ⅲ編 10.4.2 の規定に従い、格子構造理論によって断面力を算出する。

耐荷性能の照査に用いる断面力は、道示Ⅰ編 3.3(2) に規定される作用の組合せに対し算出する。

表-4.3.1 設計断面力

		曲げ モーメント	せん断力	ねじり モーメント
ねじり剛性考慮		kN・m	kN	kN・m
② D+L	max	388.0	314.4	7.8
	min	-986.7	-303.9	-7.8
ねじり剛性無視		kN・m	kN	kN・m
② D+L	max	400.0	338.4	0.0
	min	-1046.2	-329.2	0.0

【補足】

本書では、決定ケースとなった② (D+L+PS+CR+SW) の組合せについてのみ示している。

道示Ⅲ編 5.2.4

道示Ⅲ編 10.4.2

道示Ⅲ編 10.4.2

道示Ⅰ編 3.3(2)

2) 鉄筋拘束力の算出

鉄筋拘束の影響は、道示Ⅲ編 5. 4. 2(1) の規定に従い下表のとおり算出する。
なお、場所打ち床版よりも先行して横桁の施工を行うため、鉄筋拘束を考慮しない。

道示Ⅲ編
5. 4. 2(1)

表-4. 3. 2 鉄筋拘束力

	曲げに対する検討			
	床版上縁	床版下縁	横桁上縁	横桁下縁
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
鉄筋拘束力	---	---	0. 41	-0. 93

【補足】

横桁部材軸方向には、温度変化、乾燥収縮、プレストレスによる弾性変形やクリープなどにより収縮や膨張作用が生じる。このため、支承間隔や幅員の関係によっては、詳細に照査する必要がある。

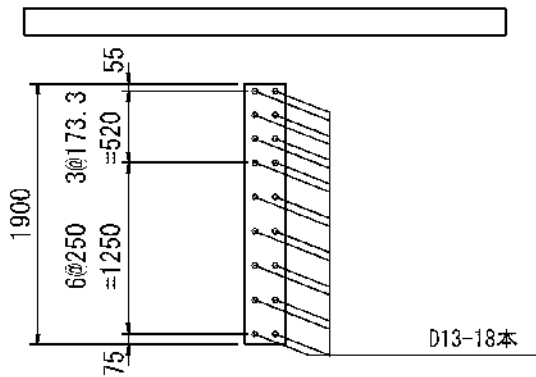


図-4. 3. 1 鋼材配置

(2) 曲げモーメントによる限界状態 1 に対する照査

1) 曲げモーメントによる限界状態 1 に対する照査

曲げモーメントを受ける横桁の限界状態 1 に対する照査は、コンクリートに生じる応力度が、道示Ⅲ編 5.6.1(3)に規定される制限値を超えないことを確認することにより行う。各着目断面のコンクリート応力度は下表のとおりとなり、圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-5.6.2 形断面の場合） 16.5N/mm^2 と張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-5.6.1） 2.2N/mm^2 を超えないことから、限界状態 1 に対する照査を満足する。

表-4.3.3 コンクリートの応力度（横桁の限界状態 1）

		床版上縁	床版下縁	横桁上縁	横桁下縁
		N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2
② D+L	max	0.36	0.26	0.77	0.36
	min	-0.91	-0.66	0.45	3.30
制限値		$\sigma_c \leq 16.5$		$-2.2 \leq \sigma_c \leq 16.5$	
判定		OK	OK	OK	OK

道示Ⅲ編
5.6.1(3)
表-5.6.2
表-5.6.1

(3) せん断力による限界状態 1 に対する照査

せん断力を受ける横桁の限界状態 1 に対する照査は、道示Ⅲ編 5.6.2(3)の規定に従い、道示Ⅲ編 式(5.4.5)により算出されるコンクリートの斜引張応力度が、道示Ⅲ編 表-5.6.3 に規定される制限値を超えないことを確認することにより行う。

コンクリートの斜引張応力度は下表のとおりとなり、制限値を超えないことから、限界状態 1 に対する照査を満足する。

表-4.3.4 せん断力による限界状態 1 に対する照査

			1-1断面	G-G断面
			N/mm^2	N/mm^2
せん断のみ ② D+L	max		-0.39	-0.32
	min		-0.37	-0.30
制限値			$-1.70 \leq \sigma_t$	
判定			OK	OK

道示Ⅲ編
5.6.2(3)
式(5.4.5)
表-5.6.3

(4) せん断力およびねじりモーメントによる限界状態 1 に対する照査

せん断力およびねじりモーメントを受ける横桁の限界状態 1 に対する照査は、道示Ⅲ編 5.6.4(3)の規定に従い、道示Ⅲ編 式(5.4.5)により算出されるコンクリートの斜引張応力度が、道示Ⅲ編 表-5.6.3 に規定される制限値を超えないことを確認することにより行う。

コンクリートの斜引張応力度は下表のとおりとなり、制限値を超えないことから、限界状態 1 に対する照査を満足する。

表-4.3.5 ねじりモーメントによる限界状態 1 に対する照査

			1-1断面	G-G断面
			N/mm ²	N/mm ²
ねじりのみ	② D+L	max	-0.02	-0.02
		min	-0.02	-0.02
制限値			$-1.70 \leq \sigma_I$	
判定			OK	OK
せん断＋ ねじり	② D+L	max	-0.39	-0.32
		min	-0.37	-0.30
制限値			$-2.20 \leq \sigma_I$	
判定			OK	OK

道示Ⅲ編 5.6.4
式(5.4.8)
表-5.6.3

(5) 曲げモーメントによる限界状態 3 に対する照査

曲げモーメントを受ける横桁の限界状態 3 に対する照査は、部材に生じる曲げモーメントが、道示Ⅲ編 式(5.8.1)により算出される制限値を超えないことを確認することにより行う。

設計曲げモーメントは下表のとおりとなり、部材破壊に対する曲げモーメントの制限値を超えないことから、限界状態 3 に対する照査を満足する。

表-4.3.6 曲げモーメントによる限界状態 3 に対する照査

② D+L	max	M_{uc}	kN・m	2966.2
		ξ_1	—	0.90
		ξ_2	—	0.90
		Φ_u	—	0.80
		M_{ud}	kN・m	1922.1
		判定 $M_d \leq M_{ud}$		OK
	min	M_{uc}	kN・m	-3331.0
		ξ_1	—	0.90
		ξ_2	—	0.90
		Φ_u	—	0.80
		M_{ud}	kN・m	-2158.5
		判定 $M_d \leq M_{ud}$		OK

道示Ⅲ編
式(5.8.1)

(6) せん断力による限界状態 3 に対する照査

せん断力を受ける横桁の限界状態 3 に対する照査は、部材断面に生じるせん断力が、道示Ⅲ編 5.8.2 の(3)から(6)の規定に従い算出される制限値を超えないことを確認することにより行う。

道示Ⅲ編
5.8.2(3)～(6)

1) 斜引張破壊に対する照査

斜引張破壊に対する照査は、部材断面に生じるせん断力が、道示Ⅲ編 式(5.8.2)に従い算出される制限値を超えないことを確認することにより行う。算出された制限値は下表のとおりとなる。

道示Ⅲ編
式(5.8.2)

表-4.3.7 斜引張破壊に対するせん断力の制限値

			max	min
② D+L	S_c	kN	191.73	191.73
	S_s	kN	488.88	470.38
	S_p	kN	0	0
	ξ_1	—	0.90	0.90
	ξ_2	—	0.85	0.85
	Φ_{uc}	—	0.65	0.65
	Φ_{us}	—	0.65	0.65
	$\xi_2 \Phi_{up}$	—	0.70	0.70
	S_{usd}	kN	338.43	-329.24

設計せん断力は、下表のとおりとなり、斜引張破壊に対するせん断力の制限値を超えない。

表-4.3.8 斜引張破壊に対する照査

② D+L	max	S_d	kN	337.41
		制限値 S_{usd}		338.43
		判定 $S_d \leq S_{ucd}$		OK
	min	S_d	kN	-328.22
		制限値 S_{usd}		329.24
		判定 $S_d \leq S_{ucd}$		OK

2) ウェブコンクリートの圧壊に対する照査

ウェブコンクリートの圧壊に対する照査は、部材断面に生じるせん断力が、道示Ⅲ編 式(5.8.7)に従い算出される制限値を超えないことを確認することにより行う。算出された制限値は下表のとおりとなる。

道示Ⅲ編
式(5.8.7)

表-4.3.9 ウェブ圧壊に対するせん断力の制限値

② D+L	max min	S_{ucw}	kN	2886
		S_p	kN	0
		ξ_1	—	0.90
		$\xi_2 \Phi_{ucw}$	—	0.70
		$\xi_2 \Phi_{up}$	—	0.70
		S_{ucd}	kN	1818.18

設計せん断力は下表のとおりとなり、ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値を超えないことから、限界状態3に対する照査を満足する。

表-4.3.10 ウェブ圧壊に対する照査

					Sec-1
② D+L	max	S_d	kN		337.41
		制限値 S_{ucd}			1818.18
		判定 $S_d \leq S_{ucd}$			OK
	min	S_d	kN		-328.22
		制限値 S_{ucd}			1818.18
		判定 $S_d \leq S_{ucd}$			OK

【補足】

前提条件の確認の方法は、床版や主桁の章によるものとし、本書の横桁の章では照査した内容の記載を省略している。

4.3.2 偶発作用支配状況

<省略>

【補足】

横桁の検討において、地震荷重・衝突荷重は基本的に考慮する必要がないため、本書では偶発作用支配状況の照査は省略する。

4.4 耐久性能の照査

4.4.1 コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の照査

(1) 断面力の算出

横桁の設計では、道示Ⅲ編 10.4.2 の規定に従い、格子構造理論によって断面力を算出する。

疲労の照査で考慮する部材に生じる断面力は、道示Ⅲ編 式(6.3.1)に規定される 1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U) の組合せに対して算出する。

表-4.4.1 設計断面力

		D	L+I	PS+CR	SW
		kN・m	kN・m	kN・m	kN・m
1.00 (D+L+PS+CR)	max	-474.8	711.6	1064.0	-3.0
	min	-520.1	-350.1	1064.0	-3.0

(2) 鉄筋拘束力の算出

鉄筋拘束の影響は道示Ⅲ編 5.4.2(1)に従い、下表のとおり算出した。

表-4.4.2 鉄筋拘束力

	床版上縁	床版下縁	横桁上縁	横桁下縁
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
鉄筋拘束力	---	---	0.41	-0.93

(3) 疲労に対する耐久性能の照査

各着目断面のコンクリートの応力度は、下表のとおりとなり、圧縮応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-6.3.5 T断面の場合）11.0N/mm² と、引張応力度の制限値（道示Ⅲ編 表-6.3.6）1.2N/mm²を超えない。よって、疲労に対する耐久性能の照査を満足する。

表-4.4.3 コンクリート応力度（コンクリート部材の疲労）

		床版上縁	床版下縁	横桁上縁	横桁下縁
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
1.00 (D+L+PS+CR)	max	0.22	0.16	0.71	0.63
	min	-0.80	-0.58	0.45	2.99
制限値		$\sigma_c \leq 11.0$		$-1.2 \leq \sigma_c \leq 11.0$	
判定		OK	OK	OK	OK

【補足】

PC 鋼材の引張応力度に対する照査方法は、床版や主桁の章を参考にするものとし、本書の横桁の章では記載を省略している。

道示Ⅲ編 10.4.2

道示Ⅲ編
式(6.3.1)

道示Ⅲ編
5.4.2(1)

道示Ⅲ編
表-6.3.5
表-6.3.6

1) 引張鉄筋の配置

場所打ち床版で発生している引張応力度に対し、道示Ⅲ編 5.3.3(2)及び6.3.2(3)の規定に従い算出した鉄筋量以上の引張鉄筋を配置する。下表のとおり配置した引張鉄筋は、必要な鉄筋量を満足する。

表-4.4.4 引張鉄筋量（耐久性）

	床版上縁	床版下縁
床版厚 (mm)	200	
合成応力度 (N/mm ²)	-0.80	-0.58
鉄筋の引張応力度 (N/mm ²)	180	
許容引張力 (kN)	484	
必要鉄筋量 A_s (cm ²)	26.865	

$A_s=26.865 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 上縁：5本（D19ctc250），下縁：5本（D19ctc250）

【補足】

本書では、引張鉄筋の詳細な配置計画については記載を省略している。

4.4.2 内部鋼材の腐食に対する耐久性能の照査

横桁のかぶりは、道示Ⅲ編 6.2.3(3)の規定を満足する。また、永続作用支配状況におけるコンクリートの応力度は、道示Ⅲ編 5.1.5(3)の制限値を超えない。よって、内部鋼材の腐食に対する耐久性能の照査を満足する。

【補足】

具体の照査方法は床版や主桁の章を参考にするものとし、本書の横桁の章では記載を省略している。

道示
Ⅲ編 5.3.3(2)
Ⅲ編 6.3.2(3)

道示
Ⅲ編 6.2.3(3)
Ⅲ編 5.1.5(3)

4.5 その他の検討

4.5.1 相反応力部材の照査

横桁の永続作用と変動作用による支承反力によって求められる曲げモーメントの符号は、各設計断面において同一であることから、対象とする部材は相反応力部材ではないと判断した。

【補足】

支承反力にアップリフトが生じる支間長の差が著しい構造などの場合は、相反応力部材となる場合があるので留意が必要である。

4.5.2 ジャッキアップ位置の照査

<省略>

【補足】

本書では、支承交換時のジャッキアップ位置に対する照査の記載は省略している。

第3編

資 料

PC コンポ橋の設計計算例作成委員会 設立趣意書

【1】目的

PC コンポ橋は建設省土木研究所（当時、現国立研究開発法人土木研究所）と PC 建協との共同研究により開発され、平成 10 年竣工の岡部川橋にて実用化された。以来、20 年以上に亘って経済性と施工性に優れた橋梁形式として約 600 橋に採用されている。

平成 29 年 11 月に道路橋示方書が改定され、新規に規定された項目に対して PC コンポ橋が適合しているかを検証することが必要となった。そのため、日本道路協会橋梁委員会委員を通じて推薦された委員に参加いただいた委員会を設置して、PC 建協が作成する「PC コンポ橋の設計計算例」に対して助言することを目的とする。

【2】委員会の構成

本委員会の構成は以下のとおりである。

		氏名	所属・役職	摘要
日本道路協会橋梁委員会側委員	学識経験者	佐藤 靖彦	早稲田大学 創造理工学部 教授	委員長
		三木 朋広	神戸大学大学院 工学研究科 准教授	
	国土交通省	岡田 太賀雄	道路局 国道・技術課 課長補佐	
		白戸 真大	国土技術政策総合研究所 橋梁研究室長	
	土木研究所	古賀 裕久	先端材料資源研究センター 上席研究員	
		大島 義信	構造物メンテナンス研究センター 主任研究員	
	建コン協	上田 浩章	道路構造物専門委員会 委員	
PC 建協側委員		西尾 浩志	技術委員会 委員長	
		大石 龍太郎	技術委員会 顧問	
		松山 高広	技術委員会 技術幹事会 幹事長	
		河村 直彦	技術委員会 技術部会 部会長	
		諸橋 明	技術委員会 技術部会 副部会長	
		今井 平佳	関東支部 技術部会 部会長	

なお、本委員会の下部組織として WG を設け、具体的な検討作業は WG にて行うこととする。また、事務作業は PC 建協事務局が担当する。

以上

令和元年 12 月 25 日

一般社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会

PC コンボ橋の設計計算例作成委員会 名簿

	氏名	所属
委員長	佐藤 靖彦	早稲田大学 理工学部 社会環境工学科 教授
委員	三木 朋広	神戸大学 大学院 工学研究科 市民工学専攻 准教授
委員	岡田 太賀雄	国土交通省 道路局 国道・技術課 課長補佐
委員	白戸 真大	国土交通省 国土技術政策総合研究所 橋梁研究室 室長
委員	古賀 裕久	(国研) 土木研究所 先端材料資源研究センター 上席研究員
委員	大島 義信	(国研) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員
委員	上田 浩章	(一社) 建設コンサルタンツ協会 道路構造物専門委員会 委員
委員	西尾 浩志	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術委員会 委員長
委員	大石 龍太郎	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術委員会 顧問
委員	松山 高広	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術委員会 技術幹事会 幹事長
委員	河村 直彦	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術委員会 技術部会 部会長
委員	諸橋 明	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術委員会 技術部会 副部会長
委員	今井 平佳	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 関東支部 技術部会 部会長
オブザーバー	平野 義徳	国土交通省 国土技術政策総合研究所 橋梁研究室 交流研究員

PC コンボ橋の設計計算例作成委員会 WG 名簿

	氏名	所属
WG 委員	河村 直彦 ^{*)}	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術委員会 技術部会 部会長
WG 委員	中山 良直	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術委員会 技術部会 副部会長
WG 委員	諸橋 明 ^{*)}	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術委員会 技術部会 副部会長
WG 委員	安藤 健	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術委員会 技術部会 委員
WG 委員	齋藤 幸治	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術委員会 技術部会 委員
WG 委員	斉藤 亮一	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術委員会 技術部会 委員
WG 委員	舩野 浩司	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術委員会 技術部会 委員
WG 委員	左東 有次	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術委員会 品質向上部会 部会長
WG 委員	今井 平佳 ^{*)}	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 関東支部 技術部会 部会長
WG 委員	落合 勝	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 関東支部 技術部会 副部会長
WG 委員	古村 豊	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 関東支部 技術部会 副部会長
WG 委員	山下 亮	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 関東支部 技術部会 委員
WG 委員	福地 広基	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 関東支部 技術部会 委員
WG 委員	岡田 高明	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 関東支部 技術部会 委員
WG 委員	古賀 友一郎	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 関東支部 技術部会 委員
WG 委員	神谷 卓伸	(一社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 共同研究 委員

^{*)}は委員会兼務である。

※順不同

委員会履歴

年月日	委員会履歴	摘要
令和元年 12 月 25 日	第 1 回委員会	
令和 2 年 2 月 26 日	第 2 回委員会	
令和 2 年 4 月 17 日	第 3 回委員会	オンライン開催
令和 2 年 7 月 8 日	第 4 回委員会	オンライン開催
令和 2 年 11 月 19 日	第 5 回委員会	オンライン開催

PC コンポ橋の設計計算例

2021 年 1 月 第 1 版第 1 刷 発行

発行 一般社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会

〒162-0821 東京都新宿区津久戸町四番六号 第 3 都ビル

電話 03 (3260) 2535 FAX 03 (3260) 2518
