

第3章 コンクリート橋

3.1 プレキャスト単純桁橋

3.1.1 設計一般

プレキャスト単純桁には、プレテンション桁及びポストテンション桁があり、桁形状及び設計方法は、いずれも建設省制定の標準設計に準ずることが望ましい。

解

プレキャスト桁は、運搬、架設重量を軽減化するために支間長が長くなると中空断面、T型断面やI型断面の主桁が使用されている。

プレキャスト単純PC橋には以下の種類がある。

表-3.3.1 プレキャストPC橋の種類と形式

種 別		一般的な 適用支間	構 造 形 式			備 考
			単純	桁架設方 式連続	連続	
プレテン (JIS A 5373-2016) (推奨仕様 2-1)	床版橋	5~11m	◎	◎		(充実断面)
		12~*24m	◎	◎		(中空断面)
	T桁橋	18~*24m	◎	◎		
ポステン	T桁橋	20~45m	◎	◎		建設省制定標準設計
	合成桁橋	20~40m	◎	◎	◎	

※ 建設省制定標準設計では 21.0m 迄を集録している。

プレテンション方式PC単純床版橋・同T桁橋を以下「プレテン床版橋」・「プレテンT桁橋」という。

ポストテンション方式単純T桁橋を以下「ポステンT桁橋」という。

3.1.2 プレテンション方式PC単純桁

プレテンション桁には、床版橋、T桁橋があり、桁形状、適用方法は建設省制定の標準設計に準ずることが望ましい。(JIS A 5373-2016 に準ずる)
断面力の算出は、床版橋は版理論によるギョン・マソネーの方法で、T桁橋は格子構造理論によるものとする。

解

(1) 断面力の算出

- 1) 床版橋の断面力は、活荷重、舗装および地覆等の橋面工に対して版理論によるギョン・マソネーの方法により算出するものとする。なお、主桁自重および中埋コンクリートに

については、各桁の等分担として求めるものとする。

2) T桁橋の断面力はすべての条件に対して格子計算で断面力を算出する。

(2) 適用範囲

表-3.3.2 適用範囲

項目	プレテン床版橋	プレテンT桁橋
活荷重	A活荷重、B活荷重	A活荷重、B活荷重
支間	5m～(1mピッチ)～24m	18m～(1mピッチ)～24m
斜角	$90^\circ \geq \theta \geq 60^\circ$ の範囲	$90^\circ \geq \theta \geq 70^\circ$ の範囲

注) 適用範囲以外の活荷重および斜角を有する橋梁の場合には、検討を行って使用できる。設計に採用する支間は、標準支間に対して+0.2～-1.0mの範囲で適用できる。

(3) 断面構成

プレテン床版橋、およびT桁橋の設計にあたっては、全幅員から主桁の配置を決定し、支間長から桁高を決定する。

桁本数(N)は、全幅員(A)から桁配置間隔(a)をもとに決定し外桁配置寸法(b)を照査する。標準桁の基本形状と寸法及び桁配置例は図-3.3.1～図-3.3.3のとおりである。

なお、床版橋は、支間5～11mまでが充実断面桁、12～24mまでが中空断面桁となっている。

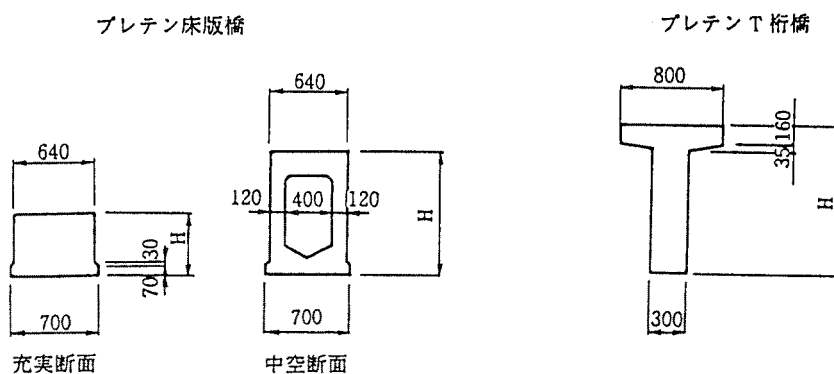


図-3.3.1 標準桁の基本形状と寸法

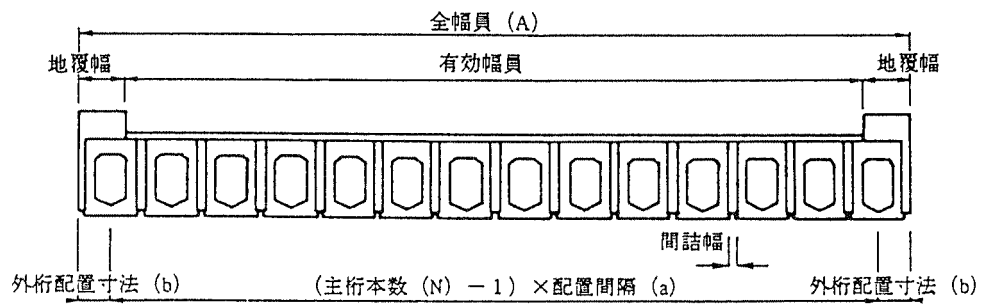


図-3.3.2 プレテン床版橋桁配置例

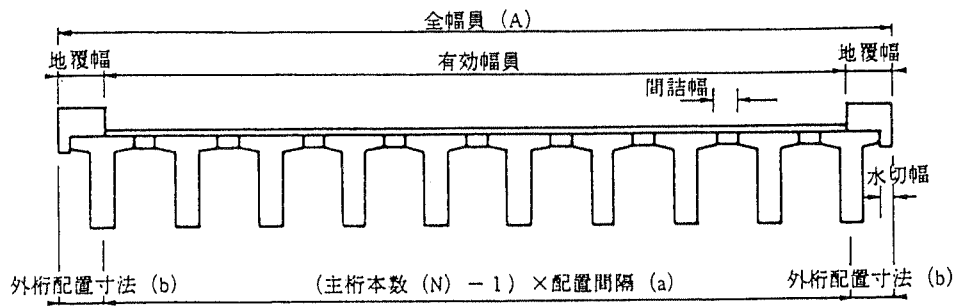


図-3.3.3 プレテンT桁橋桁配置例

表-3.3.3 桁配置間隔 (a) と外桁配置寸法 (b)

橋梁種別	プレテン床版橋	プレテンT桁橋
主桁配置間隔 (a)	0.720~0.770m	1.000~1.080m
間詰め幅	0.020~0.070m	0.200~0.280m
外桁配置寸法 (b)	0.420~0.540m	0.550~0.640m
水切り幅	0.070~0.190m	0.150~0.240m

注) 床版橋の場合、標準設計の主桁中心間隔は、JIS規格に準じて0.77m以下(間詰め幅13cm以下)を原則とした。T桁橋の場合、標準設計の主桁中心間隔は、JIS規格に準じて1.08m以下(場所打ち床版幅30cm以下)を原則とした。

(4) プレテンション方式PC単純床版桁

1) 形状寸法と鋼材配置

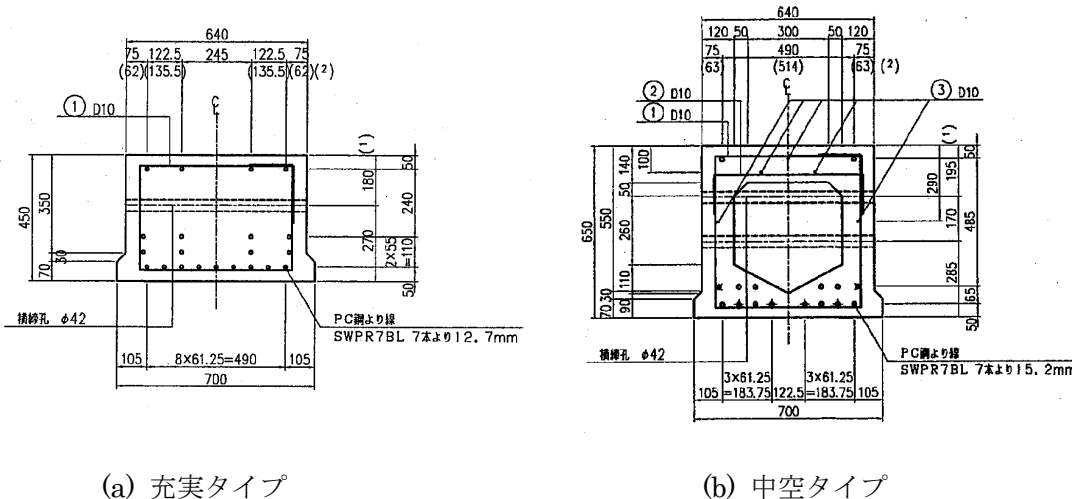


図-3.3.4

2) 桁端距離

主桁の桁端部における支点からの張り出し長さは、桁反力や沓の必要幅を考慮して、下表の値を標準とする。

下表の標準値は直橋の場合であり、斜橋の場合は耐震設計上の桁端から下部構造頂部縁端までの桁の長さ（SE）に関する規定や、支承の方向、大きさ等を考慮して検討することが望ましい。

表-3.3.4

支間 L (m)	桁端距離 L ₁ (m)
$L \leq 7$	0.15
$7 < L \leq 9$	0.20
$9 < L \leq 14$	0.25
$14 < L \leq 19$	0.30
$19 < L$	0.35

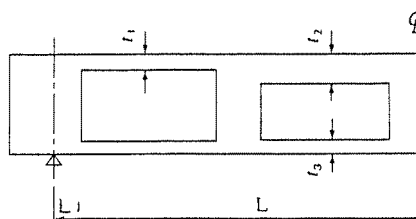
桁端部の支点からの張り出し長さは、JIS 規格に準じた。

3) 床版厚

上床版厚および下床版厚は JIS 規格に準じた。ただし、標準設計では支間 21m までを集録している。

表-3.3.5

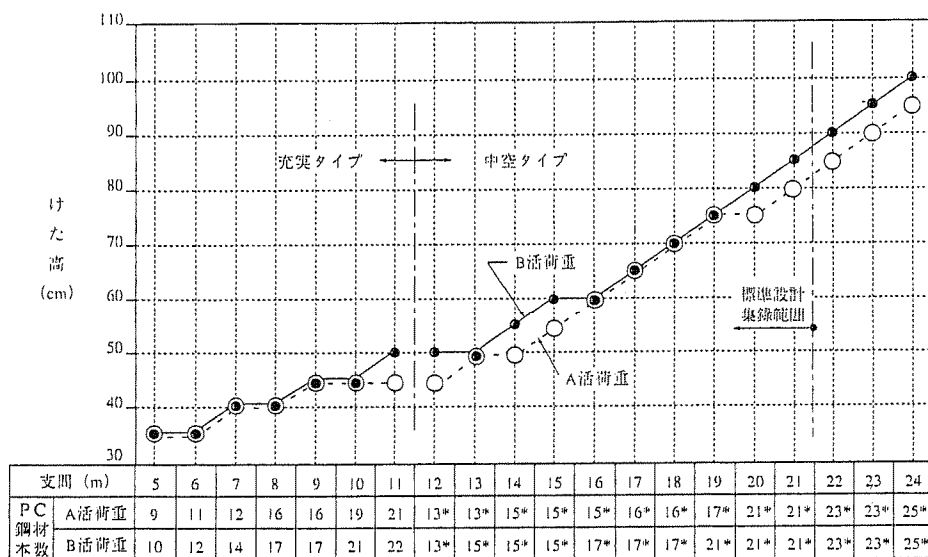
支間 L (m)	t ₁ (cm)	t ₂ (cm)	t ₃ (cm)
$12 \leq L \leq 18$	14	14	9
$18 < L \leq 21$	14	16	
$21 < L \leq 22$	14	18	12
$22 < L$	14	20	



4) 桁高、PC 鋼材量

標準設計の主桁は、JIS 規格 (JIS A 5373-2016) を利用したものであり、支間別桁高、PC 鋼材量 (PC 鋼より線本数) は次表のとおりである。ただし、標準設計では支間 21m までを集録している。

表-3.3.6

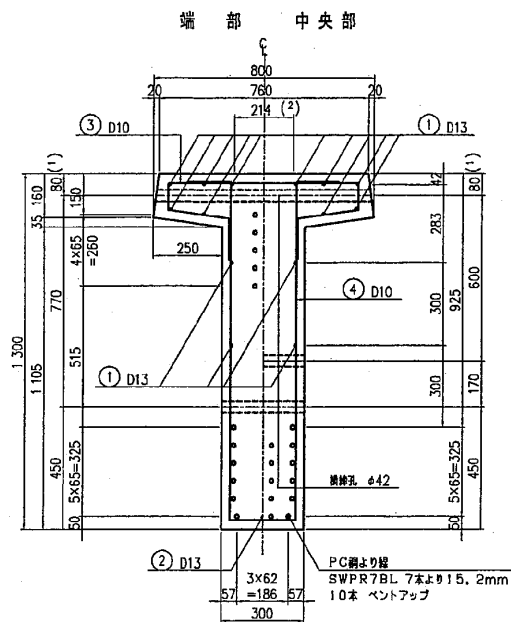


PC鋼材本数の無印は、SWPR7BN 7本より 12.7mm
 *印は、SWPR7BN 7本より 15.2mm (ボンドコントロールけた) である。

(5) プレテンション方式 PC 単純 T 桁

1) 形状寸法と鋼材配置

標準設計の主桁形状寸法、鉄筋かぶり、鋼材配置は図-3.3.5 を基本とする。



- 鉄筋 D13
 - PC 鋼材 SWPR7B
7本より 15.2mm
- 注) ウェブ内には鋼材間隔が 30cm 以内になるように鉄筋を配置する。

図 3.3.5

2) 桁端距離

主桁の桁端部における支点からの張出し長さは、桁反力や沓の必要幅を考慮して、下表の値を標準とする。

下表の標準値は直橋の場合であり、斜橋の場合は耐震設計上の桁端から下部構造頂部縁端までの桁の長さ (SE) に関する規定や、支承の方向、大きさ等を考慮して検討することが望ましい。

表-3.3.7

支間 L (m)	桁端距離 L ₁ (m)
L ≤ 19.0	0.30
19.0 < L	0.35

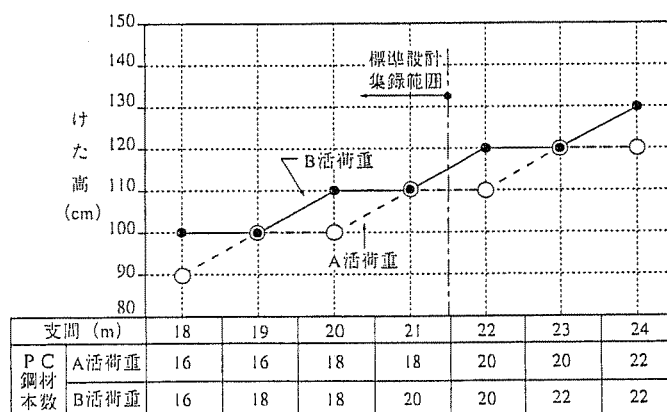
3) 横桁幅

表-3.3.8

支間 L (m)	端横桁幅 (cm)	中間横桁幅 (cm)
L ≤ 19	40	60
19 < L	45	

4) 桁高、PC 鋼材量

表-3.3.9



SWPR7BL 7本より15.2mm

3.1.3 ポストテンション方式 PC 単純桁

ポストテンション桁の桁形状、適用方法は建設省制定の標準設計に準ずることが望ましい。
断面力の算出は格子構造理論によるものとする。

解

(1) 断面力の算出

断面力はすべての条件に対して格子構造理論で算出するものとする。

(2) 適用範囲

表-3.3.10 適用範囲

項 目	ポステン T 桁橋
活 荷 重	B 活荷重
支 間	20m～（ピッチ 1m）～45m
斜 角	$90^\circ \geq \theta \geq 70^\circ$

注) 適用範囲以外の活荷重および斜角を有する橋梁の場合は、検討を行って使用できる。

(3) 断面構成

主桁の基本断面寸法（フランジ幅、ウェブ厚）は、経済性および架設時の安全性等を考慮して支間 20m～38m と 39m～45m に対して標準化されている。

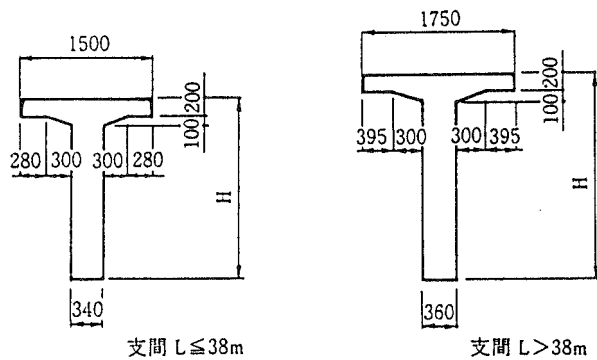


図-3.3.6 標準桁の基本寸法

道路幅員と主桁配置は、「道路の標準幅員に関する基準（案）」建設省通達（昭和 50 年 7 月）を基本とし、その中から実績の多いもの 15 幅員について標準化されている。

表-3.3.11 桁配置間隔と外桁配置寸法

支間別	支間 38m 以下	支間 38m を超え支間 45m まで
主桁配置間隔 (a)	1.840 ~ 2.230m	2.120 ~ 2.480m
間詰め幅	0.340* ~ 0.730m	0.370* ~ 0.730m
外桁配置寸法 (b)	0.910 ~ 0.960m	1.040 ~ 1.130m
水切り幅	0.160 ~ 0.210m	0.165 ~ 0.255m

* 標準化されている最小値

標準設計の主桁中心間隔は、上フランジ幅 1.5m ($L \leq 38m$) の主桁では 2.23m 以下、上フランジ幅 1.75m ($L > 38m$) の主桁では 2.48m 以下を原則とした。

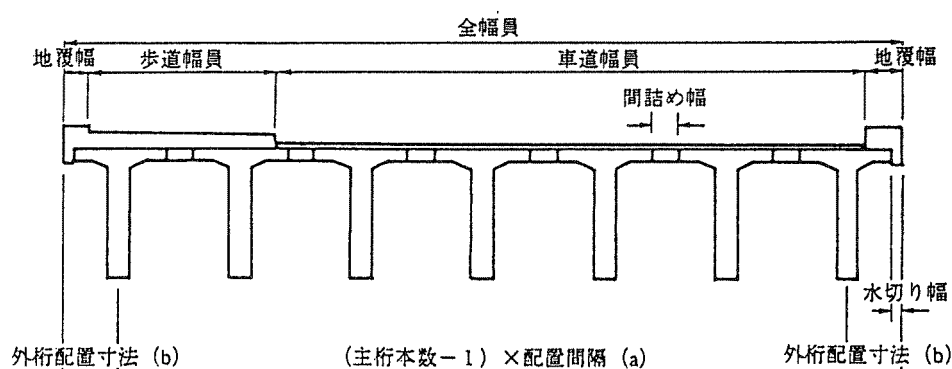


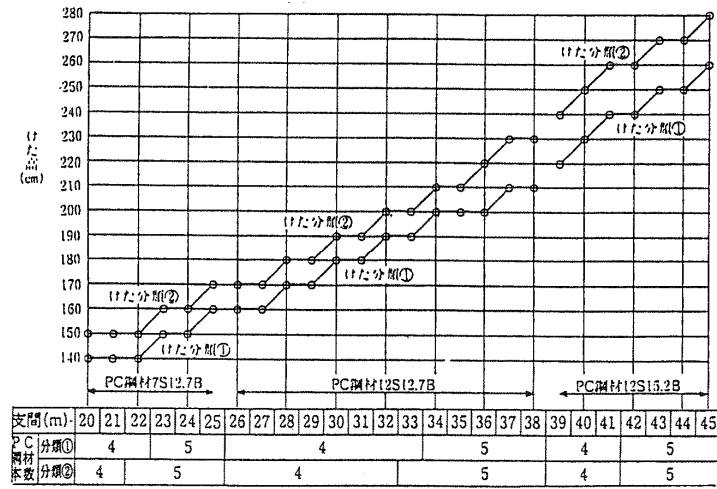
図-3.3.7 道路幅員と桁配置

(4) 適用支間と桁高および PC 鋼材量

標準設計の桁高は、全支間について 2 種類に集約されており、桁高の低いものを「桁分類①」、高いものを「桁分類②」としている。なお、この桁分類については、同一支間の橋梁でも幅員構成によって生じる断面力が異なる場合に、最適な桁が採用できるようにされている。

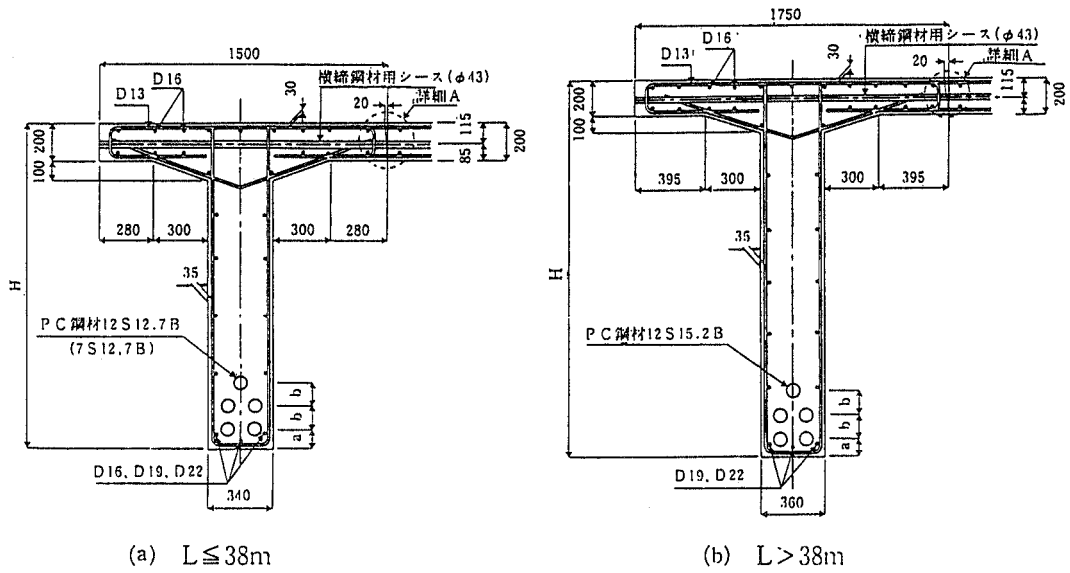
詳細については、建設省制定 土木構造物標準設計第 13~16 巻 (ポストテンション PC 単純 T げた橋) を参照されたい。

表-3.3.12

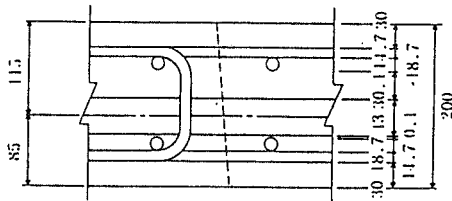


(5) 形状寸法と鋼材配置

標準設計の主桁形状、鉄筋かぶり、鋼材配置は図-3.3.8を標準とする。



詳細A



(mm)

PC 鋼材	7S12.7B	12S12.7B	12S15.2B
a	85	90	95
b	110	120	130
シース外径	58	68	78
ウェブ厚	中間部	340	340
	端部	500	550
適用支間 L (m)	L ≤ 25	25 < L ≤ 38	L > 38

図-3.3.8

3.1.4 横桁の配置

主桁の支点上には、横桁を設けるものとし、中間横桁は1支間につき1箇所以上、かつ15m以下の間隔で設けるのを原則とする。

解

主桁のたわみ差やねじり変形が床版や支承などの構造に有害な影響をおよぼす場合があるので、主桁の面外方向の剛性のため横桁を1支間に1箇所以上設けるのを原則とする。
 支点上の横桁は、落橋防止装置等を考慮して、その厚さを決定する必要がある。

3.1.5 横締 PC 鋼材

PC ポストテンション桁、プレテンション桁の横締めは、維持管理性を考慮して PC 鋼より線を使用することを基本とする。

解

緊張は片引きを原則とする。

3.1.6 横断勾配に対する主桁の設置方法

縦断・横断が変化する変曲点、緩和曲線区間内等に設置される橋に対しては、線形計算により、橋の主要点高さをおさえ、調整コンクリートが最も小さくなるように主桁を設置するものとする。

解

横断勾配の処理方法としては、プレテンション方式 PC 床版橋、プレテンション方式 PCT 桁橋、ポストテンション方式 PCT 桁橋で多少の差があるが、次の方法が考えられる。

1. 橋面調整コンクリートで処理する方法
2. 桁自体を傾斜させて架設する方法
3. 桁の上フランジを横断方向に余盛りし、それ以上の部分は橋面調整コンクリートで処理する方法
4. 桁の上縁を横断勾配なりに傾けて製作し、橋面調整コンクリート厚を薄くして死荷重を軽減する方法
5. 合成桁形式として床版で処理する方法

以下、主桁の種類別に対応方法を述べる。

(1) プレテンション方式 PC 床版橋

1) 横断勾配が 4% 以下の場合

主桁を傾斜させ、横断勾配に合わせて据え付ける。

2) 横断勾配が 4% を越える場合

主桁の横断勾配を 4% の勾配で傾斜させて据え付け、さらに橋面調整コンクリートで調整する。

なお、桁自体の応力度の検討をする必要がある。

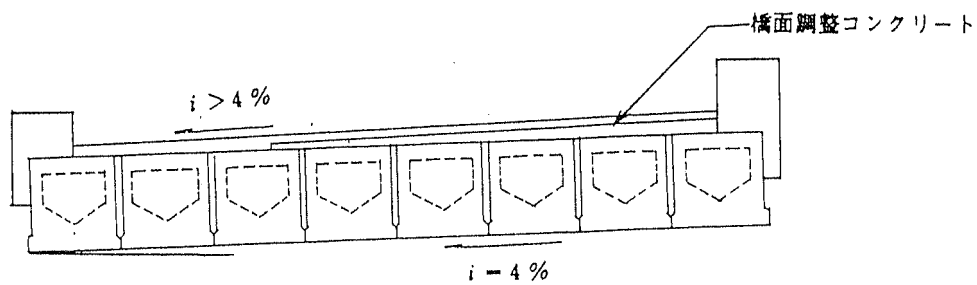


図-3.3.9

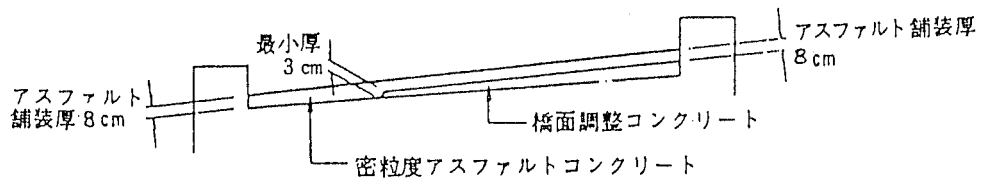


図-3.3.10 橋面調整コンクリートの施工法

(2) プレテンション方式 PCT 桁橋

- 1) 下部工を4%まで傾斜させるものとし、沓座モルタルをレベルに施工する。
- 2) 横断勾配が4%までの場合は、主桁の上フランジを横断方向に4%まで余盛りし、主桁の製作を行う。
- 3) 横断勾配が4%を越える場合は、勾配コンクリート、舗装で調整する。

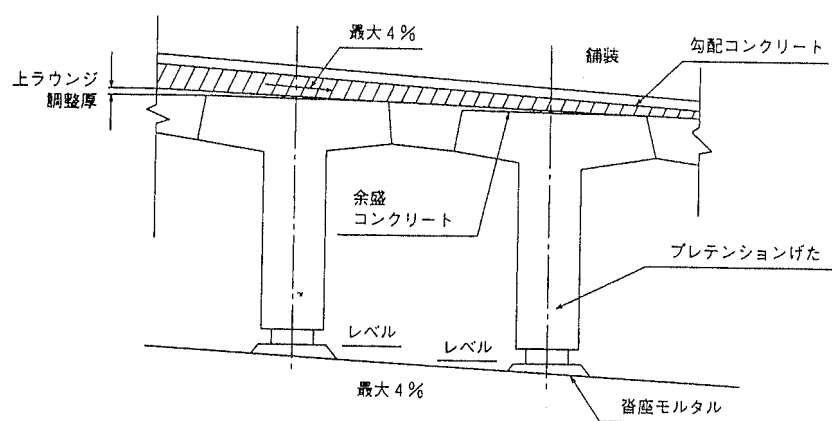
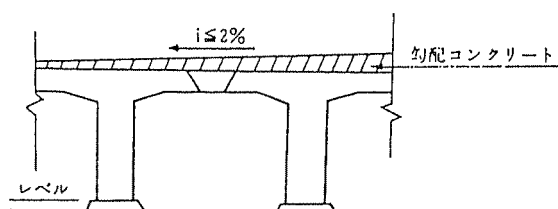


図-3.3.11

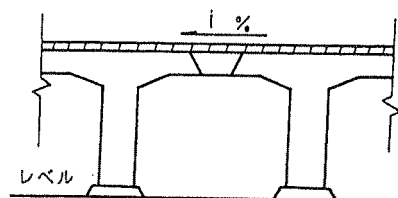
(3) ポストテンション方式 PCT 桁橋

- 1) 下部工を4%まで傾斜させるものとし、沓座モルタルを、レベルに施工する。
- 2) 横断勾配が2%までの場合は、橋面上の勾配コンクリートにて対処する。
- 3) 横断勾配が2%を越える場合は、2%までを桁の余盛りにて対処し、残りを勾配コンクリート舗装にて調整する。
- 4) 勾配コンクリートによる調整量が大きくなり、死荷重増加による影響が比較的大きい場合には、前記2)、3)における勾配コンクリート、舗装により調整する分をフランジを傾ける方法に置き換えることができる。

i) 横断勾配 $i \leq 2\%$ の場合



iii) フランジを傾ける場合



ii) 横断勾配 $i > 2\%$ の場合

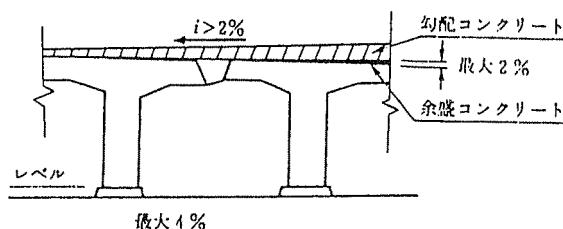


図-3.3.12

3.1.7 斜角がきつい場合の処理

橋梁は線形、地形、用地、その他数多い要素により計画されるが、最近では斜橋として計画される場合が増えてきた。しかし、斜橋は直橋に比べて設計、施工が煩雑であり、工事費も割高になる。したがって、概略の路線選定を経て、最終的に橋梁平面線形を決定する段階では、斜角改善を目的とし、橋梁付近における線形の微調整、若干の橋長延長等の検討を要する。

解

斜角がきつい場合は、計画または詳細設計の段階で次のような点に注意する必要がある。

(1) 一般的注意事項

- 1) 斜角 60° 以上を原則とする。やむを得ず斜角を 60° 以下とする場合は、主幹課と協議するものとする。
- 2) 鈍角部の支点反力は鋭角部より大きくなるので注意する。また、桁の回転方向と伸縮方向が異なるのでゴム支承の使用が望ましい。
- 3) T桁橋の断面力は斜角の大小に関わらず、ねじり剛性を考慮した格子構造の理論により算出するのを原則とする。

(2) 斜角が非常にきつい場合の対処方法

諸条件を検討して路線を決定してもなお、斜角が小さくなってしまう場合は、以下の方法によって対処することも考えられる。

1) デッドスペースを設ける方法

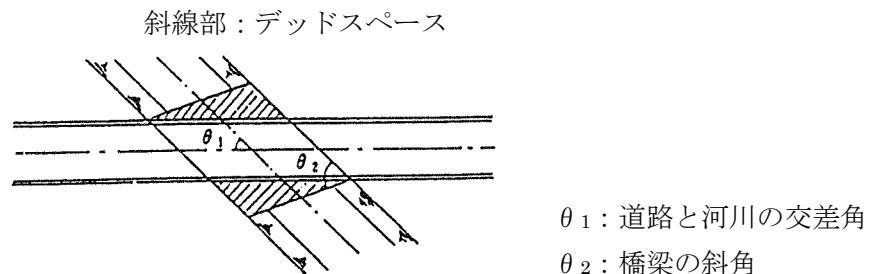


図-3.3.13

2) 橋台を引く方法

この方法を採用すると、橋長は長くなるが橋台幅が狭くなる。

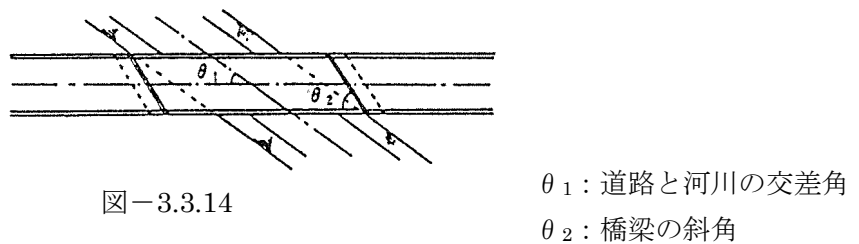


図-3.3.14

(3) 横桁の配置方法

斜橋の場合の横桁の方向は、以下のとおりである。

横桁は、主桁の直角方向の剛性を高めるために用いるものであるため、基本的には、主桁に直角に配置することが望ましいが、斜角が 45° 以上の場合は、支承線に平行（図-3.3.15 参照）に配置してよい。斜角が 45° 未満の場合は、主桁方向に直角（図-3.3.16 参照）に配置する。

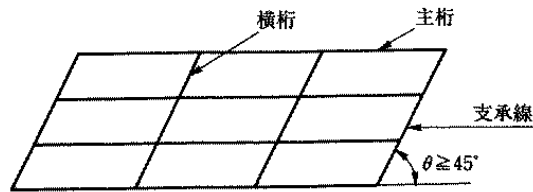


図-3.3.15 斜角 45° 以上の場合の横桁の配置列

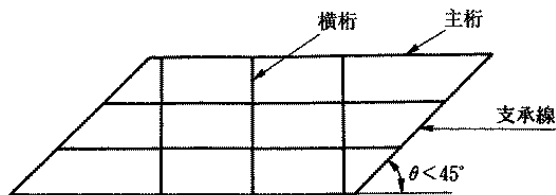


図-3.3.16 斜角 45° 未満の場合の横桁の配置列

ただし、横桁を主桁方向と直角に設けた場合、主桁のたわみが異なる点を連結するため、中間横桁には大きな断面力が作用することに留意する必要がある。

(4) 床版の横締め方法

床版の横締め鋼材及び配筋の方向は、T 桁及びプレテン床版橋の場合、斜角 60° 以上に対しては支承線と平行（斜角方向）とし、斜角 60° 未満の場合は主桁に直角に配置する。

a) 斜角 $\theta \geq 60^\circ$ の場合

b) 斜角 $\theta < 60^\circ$ の場合



図-3.3.17

b) のような場合、横締め鋼材の配置箇所が主桁ごとに異なり、主桁 PC 鋼材を桁上縁に定着すると横締め鋼材の配置が困難になるので、主桁 PC 鋼材は極力桁端面に定着するのがよい。

斜角がきつく、横締め鋼材が主桁に直角に配置されている橋梁で、なおかつ上下線が分離している場合、上下線のあきが少ないと横締め緊張作業を行えない部分が生じるので、上下線のあきを $1.5\sim 2.0\text{m}$ 程度とって計画する必要がある。

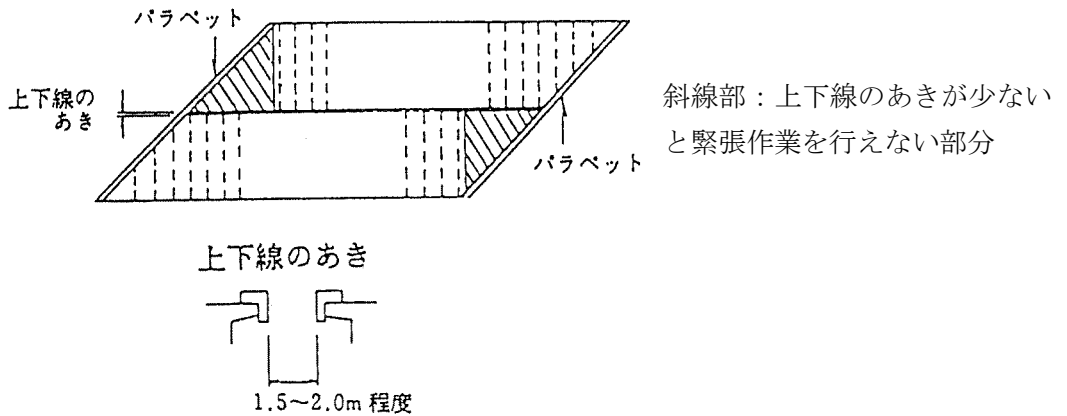


図-3.3.18

3.1.8 縦断勾配がきつい場合の処理

縦断勾配が3%以下の場合、レアーを設けず支承の変形で対処するものとするが、縦断勾配が3%をこえる場合は支承部の桁底面を水平に保つ処理を行わねばならない。

解

縦断勾配が3%をこえる場合は、支承部桁底面を水平に保つ必要があるため、主桁の設置を次のように考えるとよい。

- (1) プレテンション桁の場合
主桁にレアーをつける方法

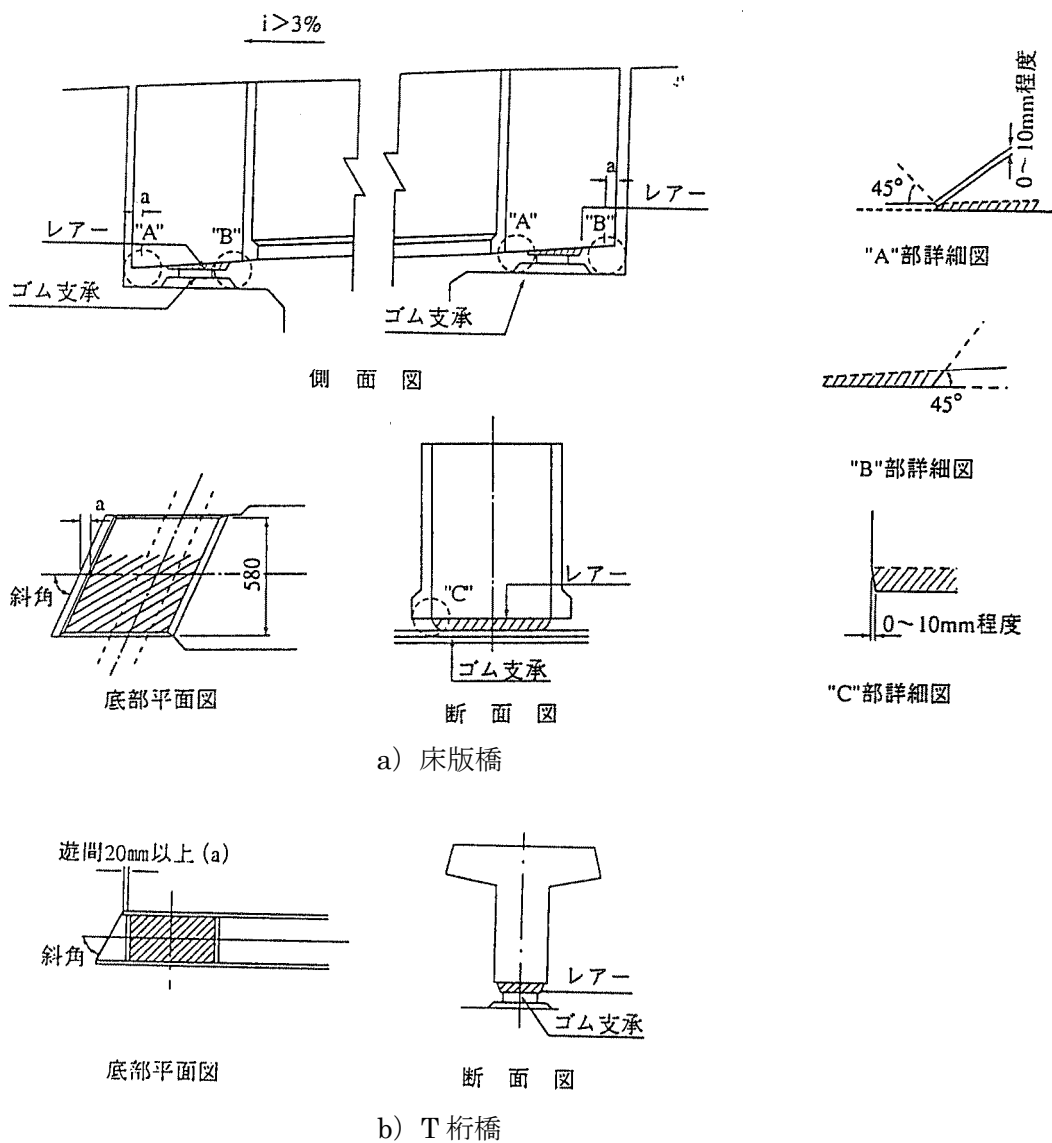


図-3.3.19

(2) ポストテンション桁の場合

主桁にレアーをつける方法で処理することを標準とする。詳細はプレテンション T 桁橋と同様である。

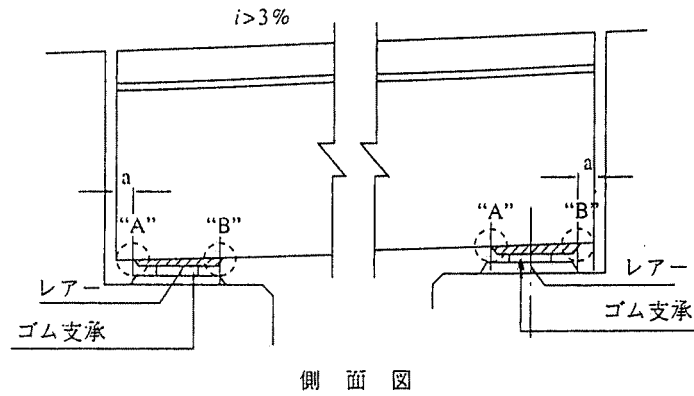


図-3.3.20

(3) 中間および端横桁は、縦断勾配にかかわらず、桁底面に直角に配置してよい。

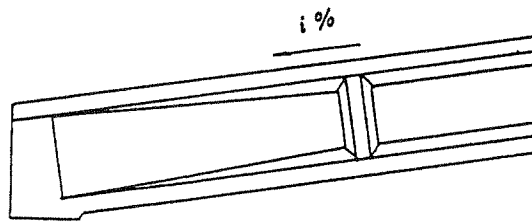


図-3.3.21

3.1.9 そりに対する処理

- (1) プレテンション桁においては、プレストレスによりそりが生じることから、設計に際しては次の点に留意するものとする。
- 1) 舗装厚は、桁のそり量と縦断勾配を考慮して決定するものとする。
 - 2) 橋台、橋脚の据え付け高は、桁のそり量を考慮して決定するものとする。
- (2) ポストテンション桁の場合には、型枠をそり量だけ下げ越すか、あるいは上げ越すことにより、そりを緩和させるものとする。

解

プレテンション桁は、プレストレスによりそりが生じる。このそりは死荷重によるたわみと、時間経過にともなうクリープにより緩和されるが、最終的に残るそり (δ_1) に対しては、舗装厚、桁の据え付け高などにより調整するものとする。

- 1) 舗装面が凸の場合で、桁の曲率より舗装面の曲率の方が小さい場合は、両桁端で最小舗装厚となるよう計画するものとする。

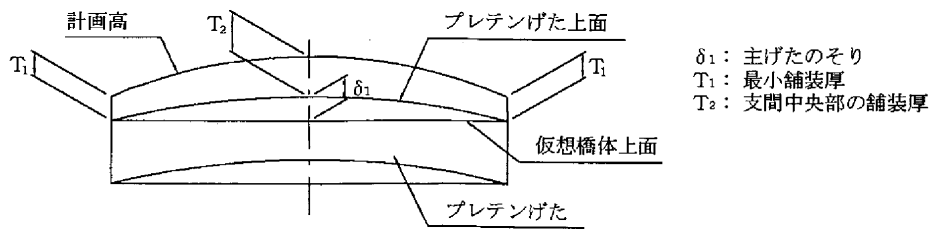


図-3.3.22 舗装面が凸の場合で、桁の曲率>舗装面の曲率の場合

- 2) 舗装面が凸の場合で、桁の曲率より舗装面の曲率の方が大きい場合は、桁中央部で最小舗装厚となるよう計画するものとする。

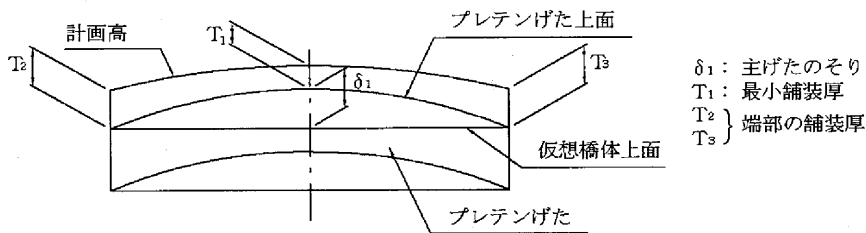


図-3.3.23 舗装面が凸の場合で、桁の曲率<舗装面の曲率の場合

- 3) 舗装面が凹の場合は、桁中央部で最小舗装厚となるよう計画するものとする。

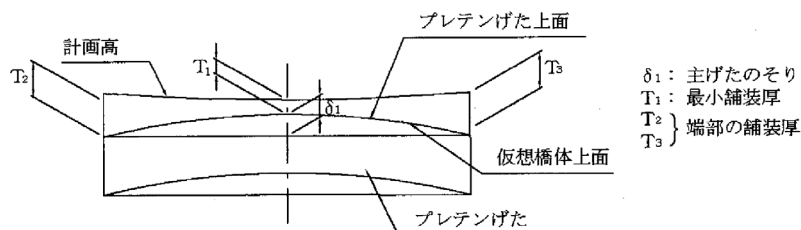


図-3.3.24 舗装面が凹の場合

3.2 合成桁橋

3.2.1 設計一般

プレキャストコンクリート桁と場所打ち床版とが一体となった合成断面で荷重に抵抗する合成桁橋のうち、PC桁とPC合成床版による合成桁(PC合成床版タイプ合成桁)橋に適用する。

解

- (1) PC合成床版タイプ合成桁は、工場製作のプレキャストセグメント工法によるポストテンション方式を標準とする。
- (2) PC合成床版タイプ合成桁は、ねじりを考慮した格子解析を行うものとする。PC合成床版タイプ合成桁は、プレキャストセグメント工法によるため、現場の省力化等に有利なほか、プレキャストPC板が型枠支保工として機能するため桁下に交通制限等がある場合に有利である。

3.2.2 構造解析

主桁の断面力は、原則として格子構造理論により算出するものとする。

解

PC合成床版タイプ合成桁橋は、省力化、コスト削減を念頭に開発された工法で、中間横桁が1支間につき1箇所と従来の桁橋より間隔を大きくとっていることが特徴である。

3.2.3 主桁の構造細目

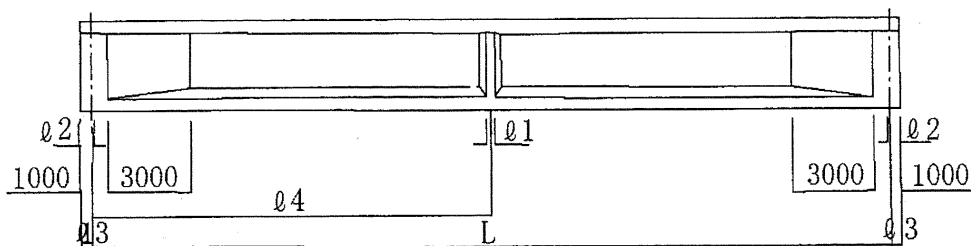
- (1) 主桁は、床版との合成断面で、橋面荷重及び活荷重の合成後荷重に対して安全となるように設計するものとする。
- (2) 合成桁として断面力に抵抗する床版の有効断面は、原則として場所打ちコンクリート部分だけとする。
- (3) 応力度照査にあたって、プレキャスト桁と場所打ち床版におけるコンクリートのクリープ、乾燥収縮の差を考慮するものとする。
- (4) 主桁ウェブに配置されたスターラップは、床版まで貫通させ十分に定着するものとする。

解

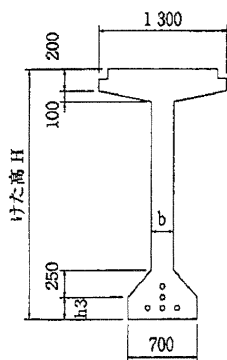
(1) 合成桁橋は、施工順序および施工工程により、同一断面内の応力分布が異なる。あらかじめ想定した施工条件に従い、合成前及び合成後の施工段階ごとに応力度を算定するものとする。

(2) PC合成床版のPC板は、桁の支間直角方向に継目があり、継目部で断面が減少しているため、有効断面としてPC板は無視することとする。

JIS A 5373:2016¹⁶推奨仕様2-3を参照のこと。



支間(L)	中間横げた本数	l 1	l 2	l 3	l 4
25.0m	1	0.300	0.700	0.350	12.5
30.0m			0.700	0.400	15.0
35.0m			0.700	0.400	17.5
40.0m			0.800	0.450	20.0
45.0m			0.800	0.450	22.5



支間 L	PC鋼材	下フランジ高 h3	ウェブ厚 b
25 ≤ L ≤ 38m	12S12.7	200mm	220mm
38 < L ≤ 45m	12S15.2	250mm	230mm

図-3.3.25 PC合成床版の支間

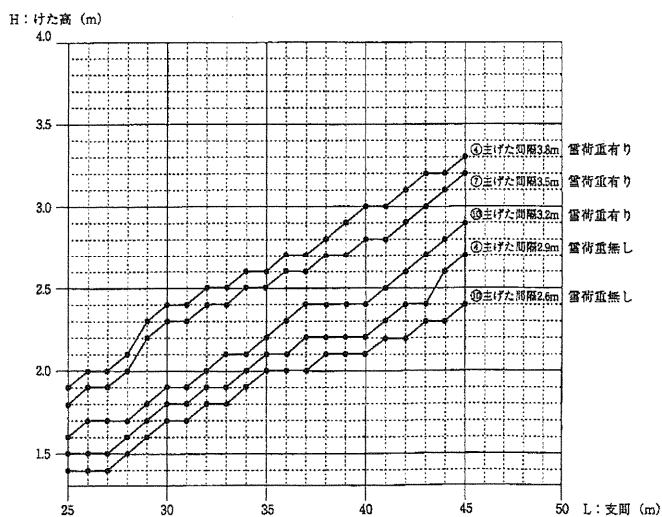


図-3.3.26 桁高、支間の関係の目安

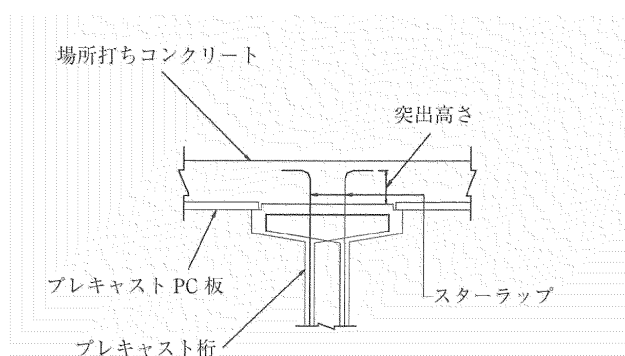


図-3.3.27 スターラップの床版への定着

3.2.3 PC合成床版の構造細目

- (1) 床版は、PC板と場所打ちコンクリートの一体化した合成床版で、橋面荷重及び活荷重の合成後荷重に対して安全となるように設計するものとする。
- (2) 床版の支間のとり方、曲げモーメントの算定は鉄筋コンクリート床版の規定に準拠するものとする。
- (3) PC合成床版の厚さは、PC板と場所打ちコンクリートの合計厚とする。場所打ちコンクリートは最小厚15cmとし、PC板の1.5倍以上とする。

解

- (1) 合成床版支間中央は、PC板に引張応力度を発生させないようにするとともに、場所打ちコンクリート打設後の合成断面に合成後荷重でもPC板に引張応力度が生じないようにするものとする。
- (2) 床版の曲げモーメントの算定は、鉄筋コンクリート床版の規定に準拠する。ただし、中間横桁間隔が15mを越える橋梁では、主桁の荷重分配作用が低下する。そこで、床版の支間曲げモーメントを道示Ⅲ7.4に規定する支間曲げモーメントの単純版の90%として設計するものとする。

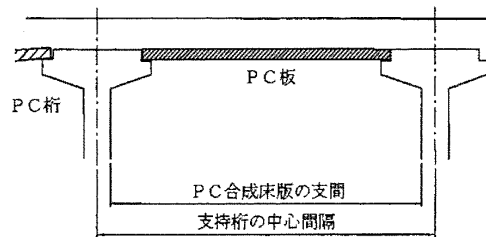
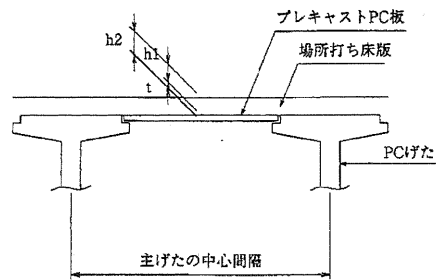


図-3.3.28 PC合成床版の支間

- (3) 場所打ちコンクリートに配力鉄筋を配置し、PC板の1.5倍以上の厚さとすれば、全体として等方性スラブとして挙動すると考えてよい。主桁中心間隔と合成床版厚は図-3.3.29を標準とする。



主げた間隔	PC板厚 t (mm)	場所打ち床版厚 h_1 (mm)	合成床版厚 h_2^* (mm)
2 600mm	70	160	230
2 900mm	70	170	240
3 200mm	80	170	250
3 500mm	90	170	260
3 800mm	100	170	270

※ 床版厚は、「道路橋示方書・同解説 Ⅳ 7.3 床版の厚さ」大型自動車の交通量が多い場合として $k_1=1.25$ の割増を考慮している。

図-3.3.29 主桁間隔と合成床版厚、PC板厚の目安

3.2.4 プレキャストセグメント工法の継目部

プレキャストセグメント工法の継目部は「3-8-4」によるものとする。

3.2.5 プレキャストセグメント工法継目部の構造細目

プレキャストセグメント工法継目部の構造細目は「3-8-5」によるものとする。

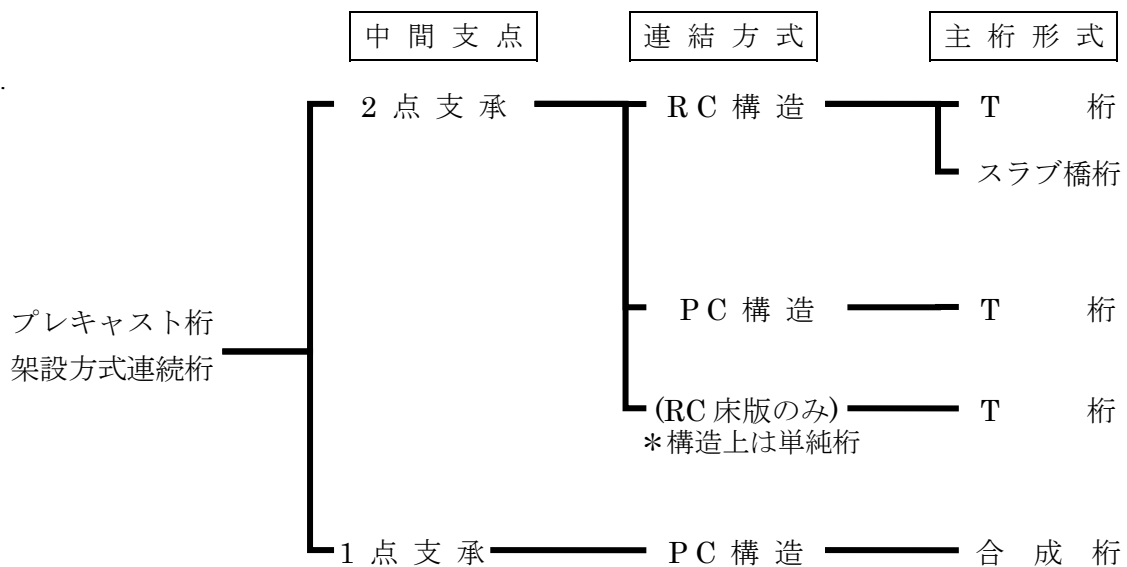
3.3 プレキャスト桁架設方式連続桁橋

3.3.1 設計一般

- (1) プレキャスト桁架設方式連続桁橋とは、プレキャスト単純桁を架設し、その後に中間橋脚上でこれらを連結し、連続桁とするプレストレストコンクリート桁橋である。
- (2) 支間長は等径間とみなせる程度で、45m程度以下を目安とするものとする。
- (3) 斜角は、原則として70°以上とする。また、桁の平面的な折れ角は10°未満を目安とするものとする。

解

(1) この形式の連続桁は、連結部の構造により、鉄筋コンクリート（RC）連結方式連続桁とプレストレストコンクリート（PC）連結方式連続桁に分類される。



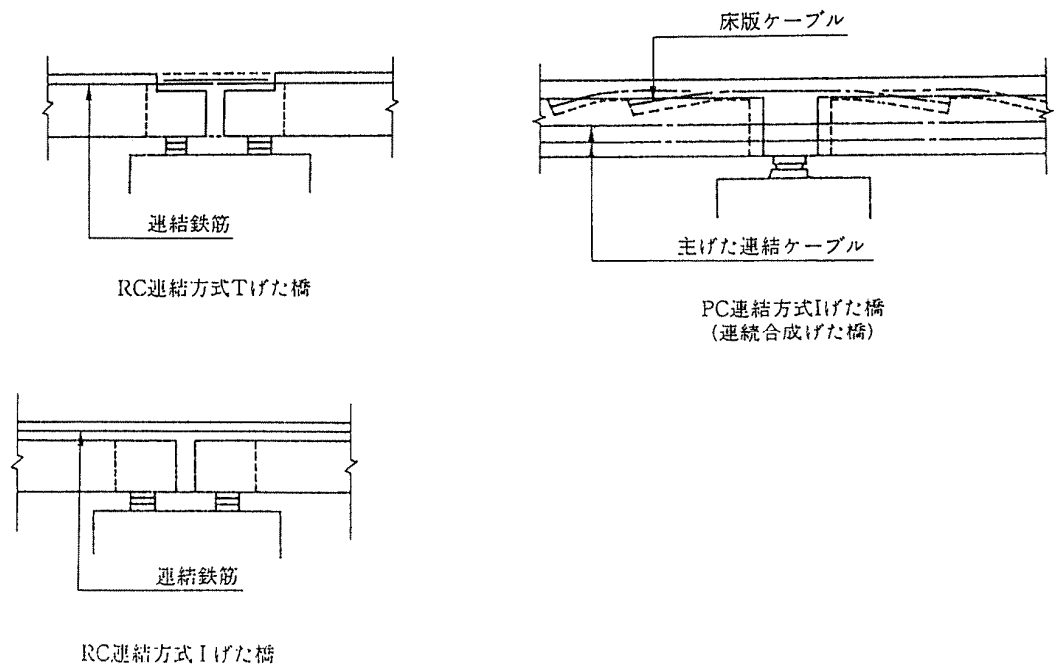


図-3.3.30 プレキャスト桁架設方式連続桁橋の各種形式

(2) 適用支間と連結方式

1) 適用支間

プレキャスト桁架設方式連続桁の種類と適用支間を表-3.3.13に示す。主桁をプレテンとする場合には、桁運搬などにより適用支間は、一般に24m程度までである。

表-3.3.13 プレキャスト桁架設方式連続桁の適用支間

	支 間 (m)							
	10	15	20	25	30	35	40	
RC 連結方式プレテン T 桁橋			—					
RC 連結方式プレテン床版橋	—	—	—					
RC 連結方式ポステン T 桁橋				—	—	—	—	
RC 連結方式ポステン合成桁橋				—	—	—	—	
PC 連結方式ポステン合成桁橋			—	—	—	—		

2) RC 連結方式連続桁橋の構造的特徴

RC 連結方式連続桁橋は、プレキャスト桁を単純桁として架設し、中間支点上の負の曲げモーメントに対して鉄筋コンクリート構造として連結することにより連続桁橋とするものである。この場合、中間支点部は単純桁状態で設置したゴム支承をそのまま使用するので、主桁連結後も2点支承となるのが特徴である。

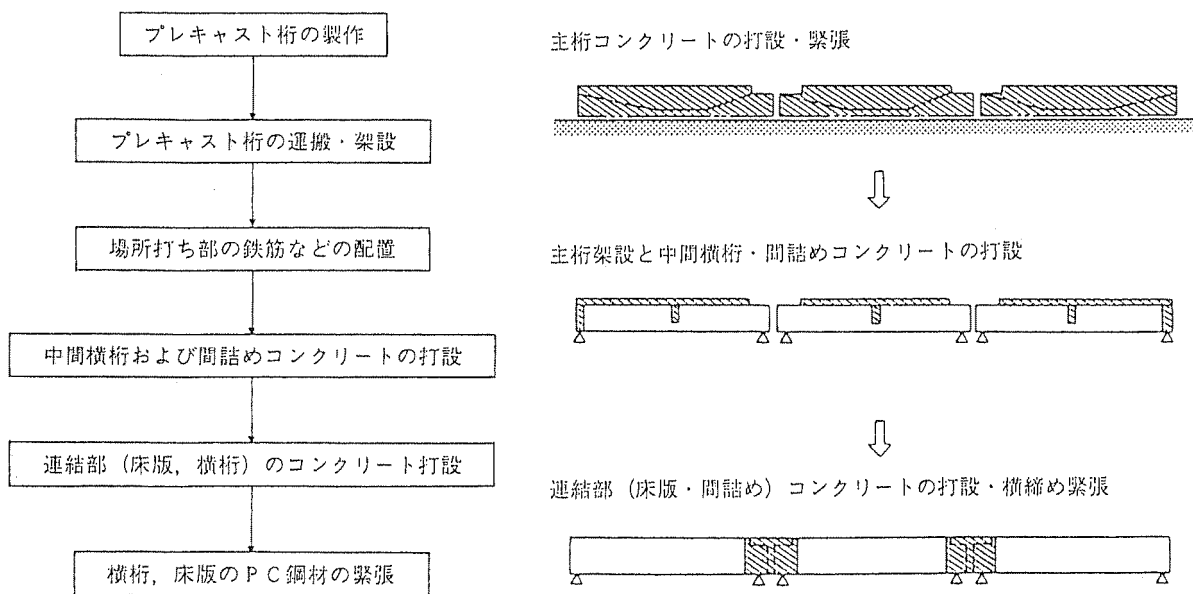


図-3.3.31 RC 連結方式の T 桁橋の施工手順の例

3) PC 連結方式連続桁橋の構造的特徴

PC 連結方式連続桁橋は、プレキャスト桁を単純桁として架設し、中間支点上の負の曲げモーメントに対して PC 構造として連結することにより連続桁橋とするものである。一般に単純桁を架設するときには仮支承で支持し、中間支点部の場所打ちコンクリートを打設して主桁連結後は本支承に反力を移行し中間支点は、1 点支承構造となる。

この形式の橋梁には、一般に合成桁方式の I 桁または T 桁が用いられている。

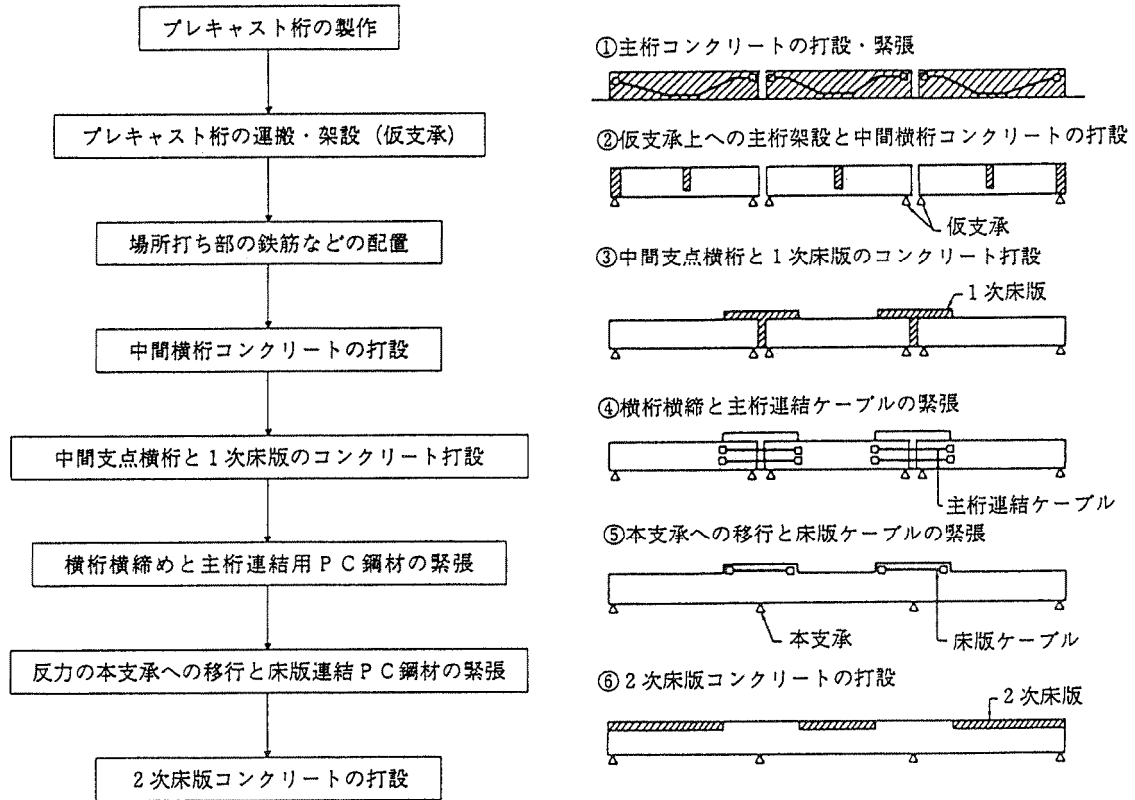


図-3.3.32 PC 連結方式の合成桁の施工手順の例

4) プレキャスト桁支間は、プレテンション桁では 24m まで、ポストテンション桁では 40m 程度であることから、これらの値が適用支間の目安となるが、支間長が長くなると連結部の断面力が大きくなり、単純桁とした場合の桁高では連結部の設計が困難になることから、桁高を高くするなどにより対処するものとする。

(3) 連結部横桁は、ねじりに対する補強筋を配置することが困難であることから、連結桁橋はねじりの影響の少ない斜角 70° 以上とするが、ねじりに対する検討をおこなって十分安全を確認した場合においても斜角は 60° 以上とするのが望ましい。

桁の折れ角が大きいと互いの桁端の連結鉄筋が沿わなくなるので、折れ角は 10° 未満とすることを目安とする。

3.3.2 荷重の種類と組合わせ

a) 作用の種類

(1)設計で考慮する状況を設定するための作用として、以下に示す荷重又は影響を考慮する。

- 1) 死荷重 (D)
- 2) 活荷重 (L)
- 3) 衝撃の影響 (I)
- 4) プレストレスカ (PS)
- 5) コンクリートのクリープの影響 (CR)
- 6) コンクリートの乾燥収縮の影響 (SH)
- 7) 土 圧 (E)
- 8) 水 圧 (HP)
- 9) 浮力又は揚圧力 (U)
- 10) 温度変化の影響 (TH)
- 11) 温度差の影響 (TF)
- 12) 雪荷重 (SW)
- 13) 地盤変動の影響 (GD)
- 14) 支点移動の影響 (SD)
- 15) 遠心荷重 (CF)
- 16) 制動荷重 (BK)
- 17) 橋桁に作用する風荷重 (WS)
- 18) 活荷重に対する風荷重 (WL)
- 19) 波 圧 (WP)
- 20) 地震の影響 (EQ)
- 21) 衝突荷重 (CO)
- 22) その他

(2)作用の特性値を、道示 I 編 8 章の規定に従い設定する。

(3)施工の過程に対して、橋の完成時に所要の性能が得られるよう(1)及び(2)に関わらず以下に従い、施工時に対して設計で考慮する状況を適切な荷重又は影響により考慮しなければならない。

- 1) 橋の施工時の安全性を確保するため、施工方法、施工途中の各段階における構造等の条件を適切に考慮して、自重、施工に用いる資機材、風、地震の影響等に対して必要な検討を行い、施工時荷重 (ER) を設定する。
- 2) 施工時荷重 (ER) の特性値は、施工期間等に応じて適切に設定する。
- 3) 橋の完成時に所要の性能が得られるための設計における前提条件を満足するため、施工方法や施工途中の各段階における構造等の条件を適切に考慮して、施工時荷重 (ER) を設定しなければならない。あわせて、施工方法や施工途中の各段階における構造等の条件を完成系の設計にて適切に考慮する。

b) 作用の種類

(1) 道示Ⅲ編 2.1 に規定する設計状況は、道示Ⅲ編 3.1 に規定する作用を(2)から(5)のとおり組み合わせ代表させた場合には、道示Ⅲ編 3.2(1)の規定を満足するとみなしてよい。

(2) 少なくとも、1)から 3)の作用の組合せを考慮する。このとき、各組合せにおいて、括弧書きの作用については橋にとって最も不利な状況になる条件を考慮して組み合わせなければならない。設計で考慮する状況を設定するための作用として、以下に示す荷重又は影響を考慮する。

1) 永続作用による影響が支配的な状況（永続作用支配状況）

① $D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP+EQ+CO+(ER)$

2) 変動作用による影響が支配的な状況（変動作用支配状況）

② $D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP+EQ+CO+(ER)$

③ $D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP+EQ+CO+(ER)$

④ $D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP+EQ+CO+(ER)$

⑤ $D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP+EQ+CO+(ER)$

⑥ $D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP+EQ+CO+(ER)$

⑦ $D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP+EQ+CO+(ER)$

⑧ $D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP+EQ+CO+(ER)$

⑨ $D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP+EQ+CO+(ER)$

⑩ $D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP+EQ+CO+(ER)$

3) 偶発作用による影響が支配的な状況（偶発作用支配状況）

⑪ $D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP+EQ+CO+(ER)$

⑫ $D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP+EQ+CO+(ER)$

(3) (2)1)から 3)に規定する作用の組合せに対して、表-3.59 の荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮する。

ここに、 γ_p : 荷重組合せ係数であり、異なる作用の同時載荷状況に応じて、設計で考慮する作用の規模の補正を行うための係数。

γ_q : 荷重係数であり、作用の特性値に対するばらつきに応じて、設計で考慮する作用の規模の補正を行うための係数。

なお、活荷重に対する衝撃の影響（I）を考慮するにあたって、衝撃の影響（I）には荷重組合せ係数 γ_p 及び荷重係数 γ_q を乗じる必要はない。

(4) 風荷重については必要に応じて他の作用を考慮しない場合等、(2)1)2)以外の条件を適切に設定する。

(5) 衝突荷重及び制動荷重については死荷重及び活荷重のみと組み合わせる場合等、(2)1)2)以外の条件を適切に設定する。

表-3.59 作用の組合せに対する荷重組合せ係数及び荷重係数

作用の組合せ		荷重組合せ係数 γ_p と荷重係数 γ_q の値																												
		D		L		PS, CR, SH		E, HP, U		TH		TF		SW		GD SD		CF BK		WS		WL		WP		EQ		CO		
		γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	
①	D	永続作用	1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-
		支配状況	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
②	D+L	1.00	1.05	1.00	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	
③	D+TH	1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	
④	D+TH+WS	1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.05	0.75	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	0.75	1.25	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-
⑤	D+L+TH	1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	0.75	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	
⑥	D+L+WS+ WL	1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	0.50	1.25	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	
⑦	D+L+TH +WS+WL	1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	0.50	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.25	0.50	1.25	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-
⑧	D+WS	1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.05	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.25	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	
⑨	D+TH+EQ	1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.05	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	1.00	-	-
⑩	D+EQ	1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.05	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	
⑪	D+EQ	1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.05	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	
⑫	D+CO	1.00	1.05	-	-	1.00	1.05	1.00	1.05	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	

解

- a) 解説は道示 I 編 3.1 p.42～46 による。
- b) 解説は道示 I 編 3.3 p.50～60 による。

3.3.3 連結鉄筋の引張応力度の制限値

連結鉄筋の引張応力度の制限値は 160N/mm^2 とする。なお、永続作用の影響が支配的な状況においては制限値を 100N/mm^2 とする。

解

連結鉄筋は、引張領域に重ね継手で配置されており、継手が同一断面に集中していることから、応力度の制限値を他の部分より小さくしたものである。

3.3.4 設計計算

- (1) 断面力は、主桁自重、横桁および床版自重については単純桁として、橋面工重量、活荷重、衝撃については連続桁として、原則として格子構造理論により算出し、ねじり剛性を考慮するものとする。
- (2) 連続桁の解析モデルは、中間橋脚上の2点のばね支持を考慮するものとする。
- (3) 連続桁橋の中間支点上の設計曲げモーメントは、道示Ⅲ編 10.5 による低減を行わないものとする。

解

- (2) 連続桁の解析モデルについては、図-3.3.33 に示すように中間橋脚上の2点のばね支持を考慮して解析するものとするが、衝撃係数を算出するための支間は L_{c1} 、 L_{c2} 、 L_{c3} を用いるものとする。

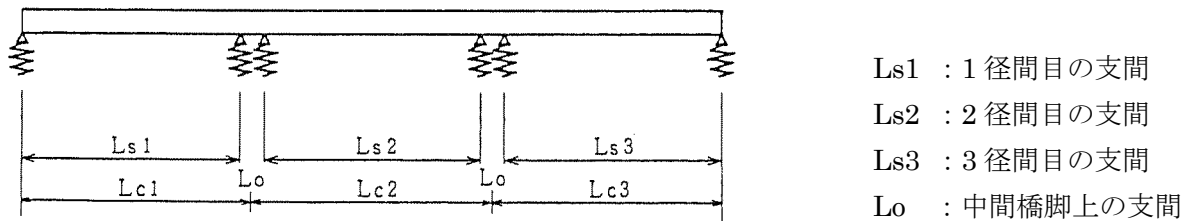


図-3.3.33 解析モデルと設計支間

- (3) 一般の連続桁橋では、中間支点部の負の設計曲げモーメントを道示Ⅲ編 10.5 により低減しているが、連結桁橋では中間橋脚上で2点支持とした解析モデルを採用することから、この低減は行わないものとする。

3.3.5 連結部の設計断面

(1) 連結部の設計断面は、図-3.3.34 に示す中心位置の断面 B-B、横桁前面位置の断面 A-A および断面 C-C とする。

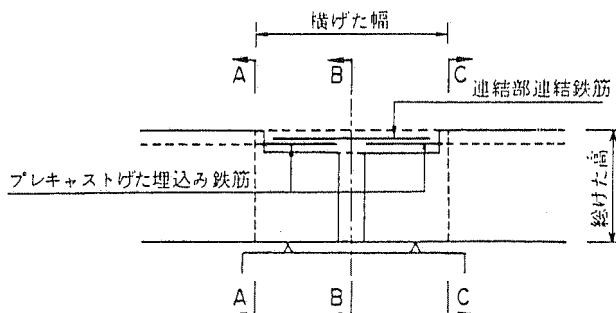
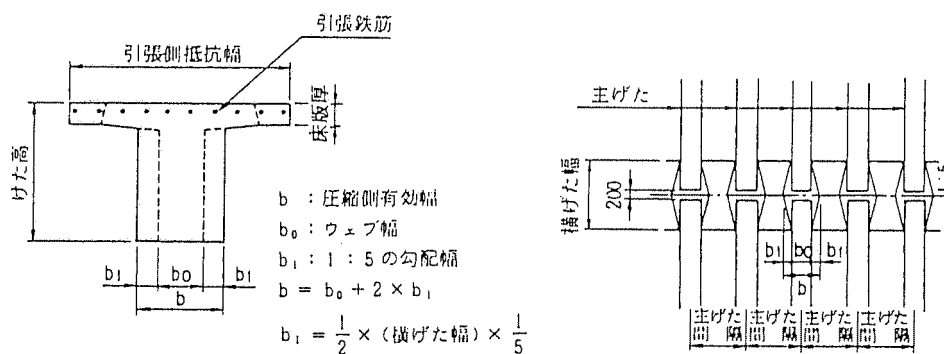
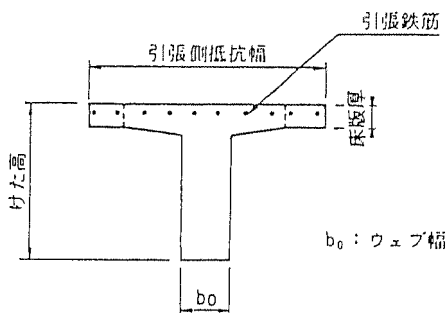


図-3.3.34 連結部の設計断面

(2) 連結部に作用する負の曲げモーメントに対する抵抗断面は、図-3.3.35 の実線で示される断面形状とし、下フランジ圧縮側の有効幅は、連結部の横桁前面位置より 1 : 5 の範囲で考慮してよいものとする。



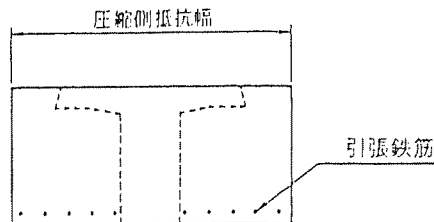
(a) 横桁中心位置の断面 B-B



(b) 横桁前面位置の断面 A-A および断面 C-C

図-3.3.35 負の曲げモーメントに対する抵抗断面

- (3) 連結部に作用する正の曲げモーメントに対しては、図-3.3.36 に示す横桁中心位置の断面 B-B について照査を行うものとし、抵抗断面は、図-3.3.36 の実線で示される断面形状とする。



(横桁中心位置の断面 B-B)

図-3.3.36 正の曲げモーメントに対する抵抗断面

解

- (1) (2) 連結部に作用する曲げモーメントに対しては、一般に横桁中心位置の断面 B-B で照査しておけば安全であるが、断面 A-A、断面 C-C では、連結後に作用する負の曲げモーメントにより、プレキャスト桁の下縁に圧縮応力を生じる場合があるので、これについても照査するものとする。
- (3) 連結部には一般に負の曲げモーメントが作用するが、スパンが短く、自重の軽いプレテンション桁を用いる場合などでは、連結部に正の曲げモーメントが生じることがある。また、不等沈下の影響を考慮する場合には正の曲げモーメントが作用する場合がある。このような場合には、場所打ちの横桁部下端に鉄筋を配置して抵抗させるものとする。

3.3.6 連結部の構造

- (1) 連結部の構造は次によるものとする。
- 1) 連結部の桁端の間隔は **20cm** を標準とする。
 - 2) 床版切欠き長は、連結鉄筋の長さ、両端部の余裕をそれぞれ **50mm** 加えた長さ以上とし、連結鉄筋の長さは、鉄筋の重ね継手長に連結部の桁端の間隔 **20cm** を加えた長さとする。
 - 3) 横桁の幅は、ポストテンション桁の場合は桁高程度以上とし、プレテンション桁の場合は床版切欠き長+**10cm** 程度とする。プレテンション床版橋の場合は、正のモーメントに対する鉄筋（断面下側の鉄筋）を主桁の連結部隔壁内に埋め込む構造としており、この隔壁の幅は引張鉄筋を確実に定着するため **20cm** 程度とし、横桁幅は床版切欠き長+**40cm** 程度とする。
 - 4) 横桁には、主桁を縫う形で **PC** 鋼材を配置するものとする。そのプレストレス量は横桁断面に対してプレテンション桁の場合 **1.0N/mm²** 以上、ポストテンション桁の場合は **1.5N/mm²** 以上とする。この場合、横桁断面とは、（横桁幅×総桁高）とする。
 - 5) 連結部横桁の横締め **PC** 鋼材は、原則として箱抜きをして定着するものとする。
- (2) 連結部の鉄筋は次によるものとする。
- 1) 連結部上側引張鉄筋は、**2** 段配置までとする。
 - 2) 連結部上側引張鉄筋は、原則として **D22mm** 以下、中心間隔は **10cm** 以上とする。
 - 3) 連結部上側引張鉄筋の最小鉄筋量は、**1** 段配置で次のとおりとする。

ポストテンション桁	: D22mm	中心間隔 15cm
プレテンション桁	: D19mm	中心間隔 15cm
 - 4) 埋込み鉄筋の長さは支間 **L_s** の **20%** 以上とする。
 - 5) 埋込み鉄筋と連結鉄筋の重ね継手長は、鉄筋径の **25** 倍以上で道示Ⅲ5.2.7 の値以上とする。
 - 6) 横桁の下側には、主桁の正の曲げモーメントと支点の不等沈下に対する主鉄筋を配置しなければならないが、計算上鉄筋が必要でない場合でも、用心鉄筋として、連結部上側鉄筋量の **1/2** 以上の鉄筋を配置するものとする。
 - 7) 横桁の配力鉄筋は、**D13mm** を **20cm** 以下の間隔で配置するものとする。
 - 8) ポストテンション **T** 桁の切欠き部のずれ止め鉄筋は **D13mm** 以上とし、中心間隔は **15cm** 以下とする。

解

- (1) 横桁幅は、横桁を介して主桁の連続性を確保するため、ポストテンション桁の場合は桁高と同じ長さ以上とし、プレテンション桁は床版の切欠き部を完全に包むものとしたものである。

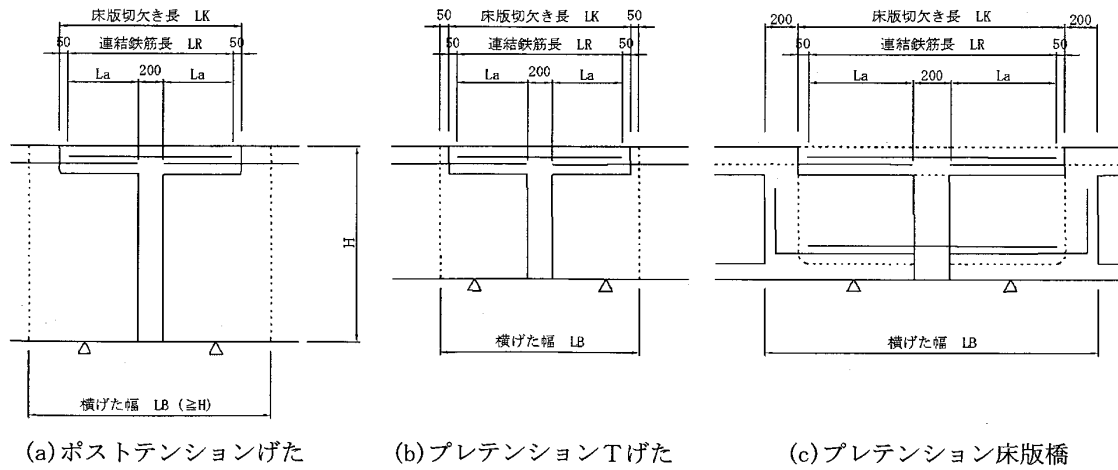


図-3.3.37 連結部の寸法

- 4) 主桁コンクリートと横桁コンクリートを一体化するために、プレストレスが横桁断面に均等に分布するように横桁 PC 鋼材を配置するものとする。
- 5) ポストテンション桁の場合は桁端が拡幅されており、主桁を箱抜きしても構造上支障がないため、連結部横桁の横締め PC 鋼材は、主桁を箱抜きして定着するものとし（図-3.3.38(a)）、プレテンション桁の場合には、張出した横桁を箱抜きして、定着するものとする。（図-3.3.38(b)）。

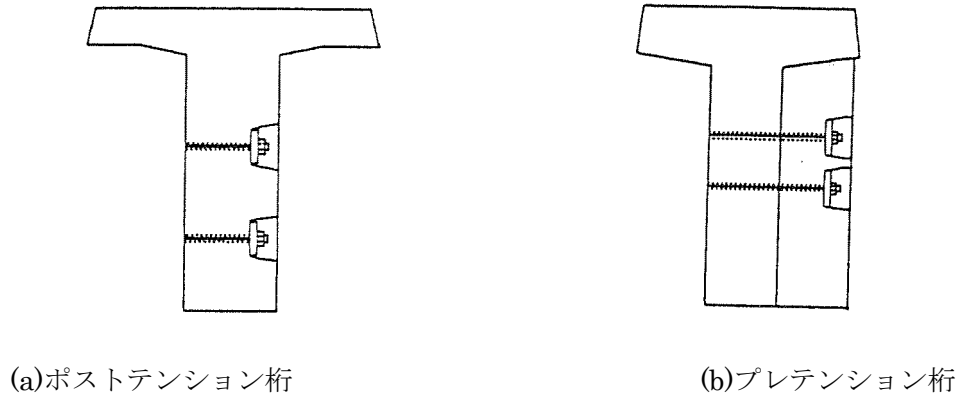


図-3.3.38 連結部横桁の構造

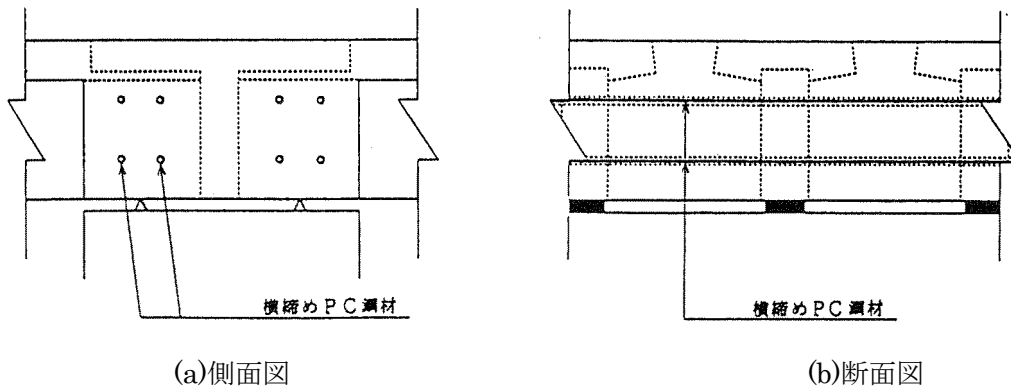


図-3.3.39 連結部横締め PC 鋼材

- (2) 連結部上側鉄筋は、重ね継手位置が同一断面にあり、施工性、ひびわれ制御、鉄筋の応力度の面からは1段配置とすることが望ましいが、やむを得ない場合は2段配置までとし、鉄筋径については、D22mm以下とするのが望ましいが、配置困難な場合はD25mmまで用いてよいものとする。また、鉄筋の中心間隔は、振動機を挿入するあきを確保するため、10cm以上とする。
- 4) 連結桁の反曲点は支間(L_s)の20%付近にあり、連結部上側引張鉄筋を圧縮域に定着させるには、埋込み鉄筋長は $(0.2L_s + \text{定着長})$ となるが、前死荷重(D1)が単純桁に作用していることを考慮すると反曲点の位置は支間の20%付近よりかなり中間支点寄りになることから、埋込み鉄筋の長さは支間の20%以上としたものである。

- 8) 切欠き部は横桁に包まれてしまうため、ずれせん断は発生しないが、用心鉄筋として図-3.3.40 に示すずれ止め鉄筋を配置するものとする。

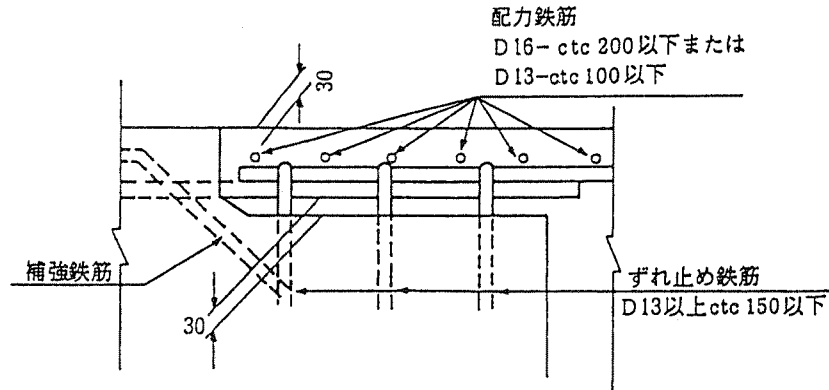


図-3.3.40 連結部におけるずれ止め鉄筋

3.3.7 支承

- (1) 連結桁橋の支承には、ゴム支承を用いるものとする。
- (2) 中間支点上のゴム支承の設計圧縮ばね定数は、下記の値を標準とする。
- | | |
|-----------|-------------|
| プレテンション桁 | 280kN/mm 以下 |
| ポストテンション桁 | 800kN/mm 以下 |
- (3) 設計に用いる反力は、連結前の荷重に対しては単純桁として、連結後の荷重に対しては、ばね支承を考慮した連続桁として算出した反力を加算して求めるものとする。

解

- (1) 連結桁橋に用いる支承は、連結後において主桁の挙動が 1 点支承に近い支持条件となるように所要の鉛直ばね定数をもつゴム支承を用いるものとする。
- (2) ゴム支承の設計圧縮ばね定数は、一般に連結桁端に使用されているゴム支承の設計圧縮ばね定数より定めたものであり、設計にはこの値を用いてよい。ただし、算出された支点反力にもとづいてゴム支承を設計し、このばね定数が仮定したばね定数を上回る場合は、別途設計圧縮ばね定数を定め直すものとする。

3.4 PC中空床版橋

3.4.1 設計一般

- (1) 中空床版橋の断面力は、原則として版理論により算出するものとする。
- (2) 片持版を有する中空床版橋の有効幅は主版幅としてよいものとする。
- (3) 片持床版の橋軸直角方向は道示Ⅲ編 9.2.3 により設計するものとする。

解

- (1) 中空床版橋の断面力は、厳密には異方性版として解析すべきであるが、等方性と仮定しても実用上は問題がないため、等方性版として *olsen* の薄版理論により求めてよいものとする。ただし、*olsen* の薄版理論は線支承を前提としたものであり、支承条件がこれと著しく異なる場合、または、斜角の影響が著しくなる斜角 80° 未満の場合は、格子構造理論により解析を行うのが望ましい。ラーメン床版橋等の支持条件が複雑な場合、あるいは曲線橋及び斜橋の場合には格子理論や有限要素法等により解析するのがよい。
- (2) 片持部の曲げ剛性は、主版部に比べ十分に小さいため、有効幅は主版幅をとるものとするが、この場合、片持部の主版部に与える影響は、縁端荷重および縁端モーメントとして考慮するものとする。

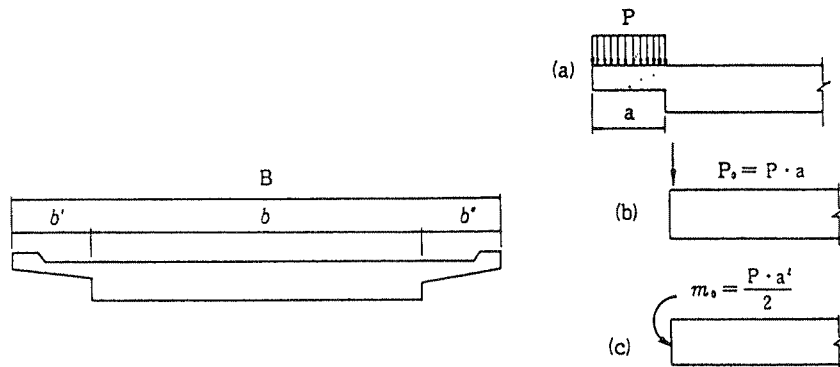


図-3.3.41 縁端荷重および縁端モーメント

3.4.2 主桁の断面形状

(1) 場所打ち中空床版橋の断面形状は図-3.3.42を標準とする。

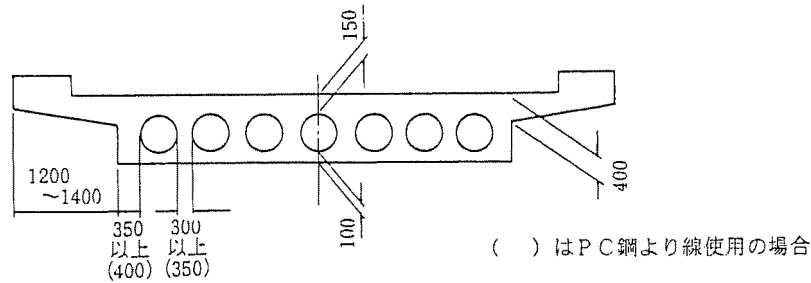


図-3.3.42 場所打ち中空床版橋の断面形状

- 1) 片持版の張出し長は 1200~1400mm 程度とする。
- 2) 片持版の付け根の厚さは 400mm を標準とする。
- 3) ボイドの純間隔は、PC 鋼線を用いる場合は 300mm 以上、PC 鋼より線を用いる場合は 350mm 以上とする。
- 4) 主版端部からボイドまでの距離は、PC 鋼線を用いる場合は 350mm 以上、PC 鋼より線を用いる場合は 400mm 以上とする。
- 5) ボイドの上下のかぶりはそれぞれ 150mm、100mm とする。

解

ボイドの純間隔は道示Ⅲ14.4.1に最小寸法を規定しているが、鋼材配置上の実績から図の値を標準としたものである。

斜角が 70° 未満の場合には、斜角方向の鉄筋が重なって配置されるので、ボイドの下のかぶりは125mmとするものとする。

3.4.3 横桁の形状

- (1) 支承上の横桁幅は版厚以上とする。
- (2) 中間横桁幅は 300mm 以上とする。

解

横桁幅のとり方は、図-3.3.43に示すように、支承線に対し直角方向に必要幅を確保するものとする。

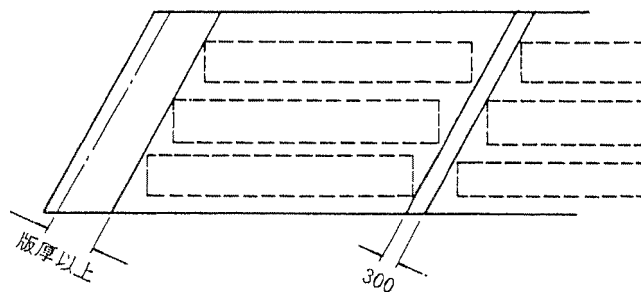


図-3.3.43 横桁幅のとり方

3.5 RC中空床版橋

3.5.1 設計一般

PC 中空床版橋の節を参照のこと。

3.5.2 主桁断面形状

中空床版橋の断面形状は、図-3.3.44 を標準とする。

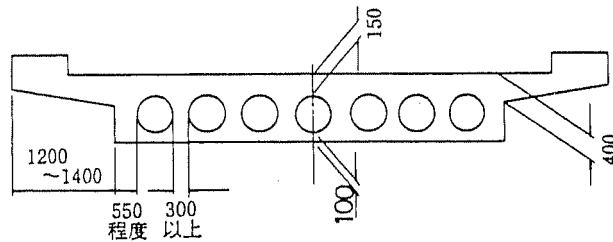


図-3.3.44 中空床版橋の断面形状

- 1) 片持版の張出し長は 1200~1400mm 程度とする。
- 2) 片持版の付け根の厚さは 400mm を標準とする。
- 3) ボイドの純間隔は 300mm 以上とする。
- 4) 主版端部からボイドまでの距離は 550mm 程度とする。
- 5) ボイドの上下のかぶりはそれぞれ 150mm、100mm とする。

解

ボイドの純間隔は道示Ⅲ14.4.1に最小寸法を規定しているが、鋼材配置上の実績から図の値を標準としたものである。

斜角が 70° 未満の場合には、斜角方向の鉄筋が重なって配置されるので、ボイドの下のかぶりは125mmとするものとする。

3.5.3 主桁の構造細目

- (1) スターラップはU型あるいはX型を使用するものとする。
- (2) 軸方向主鉄筋は2段配筋までとし、原則としてスターラップでかこむものとするが、やむをえない場合は外へ出してもよいものとする。

3.5.4 片持床版の構造細目

片持床版の橋軸方向には、用心鉄筋を配置するものとする。

解

(1) 片持床版部には、温度差、乾燥収縮などにより引張応力が生じ、ひびわれ発生の原因となることがあるため、片持床版の上側および下側に図-3.3.45 に示す用心鉄筋を配置するものとする。なお、連続床版橋の中間支点部付近では、片持床版は主版と一体になって負の曲げモーメントに抵抗するので片持床版の上側に単位幅当たりに換算して引張主鉄筋の 1/2 以上の鉄筋を配置するものとする。

(2) 片持床版部の橋軸方向補強鉄筋は表-3.3.14 を標準とし、図-3.3.46 の範囲に配置するものとする。

なお、中間支点部の上側鉄筋は、引張主鉄筋を D32mm と想定し、その 1/2 以上の D25mm を配置するものとする。

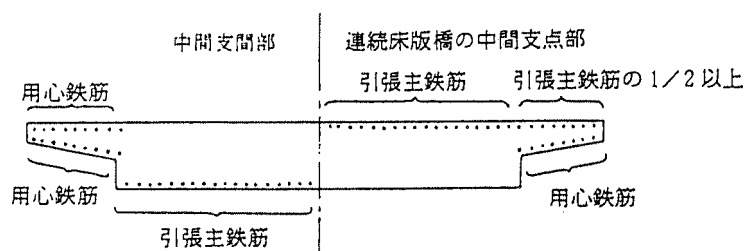


図-3.3.45 片持床版の用心鉄筋

表-3.3.14 片持床版の用心鉄筋

	端 部	中 間 支 間 部	中 間 支 点 部
上 側 鉄 筋	D22 ctc125	D16 ctc125	D25 ctc125
下 側 鉄 筋	D13 ctc125	D22 ctc125	D16 ctc125

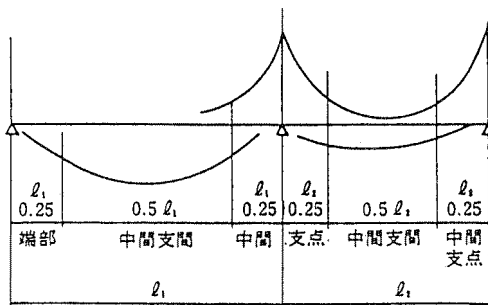


図-3.3.46 片持床版の用心鉄筋の配筋範囲

3.6 RC単純床版橋

3.6.1 設計一般

(1) 主版部を設計する場合の断面力算出に用いる活荷重は、表-3.3.15のとおりとする。

表-3.3.15 主版部を設計する場合の断面力算出に用いる活荷重

車道部に載荷する活荷重	T荷重及びL荷重のうち不利な応力を与える荷重
歩道部に載荷する群集荷重	3.5kN/m ²

(2) 床版橋の設計にあたっては、高欄に作用する推力、橋梁用車両防護柵および高欄兼用車両防護柵に作用する衝突荷重の影響などを考慮するものとする。

(3) 中空床版橋以外の床版橋で、線状あるいはそれに近い状態で支持される橋の設計では、せん断力に対する照査を省略することができる。

解

主版部の設計にあたっては、一般に支間長が15m未満はT荷重が、15m以上はL荷重が不利な応力を与える荷重としてよい。また、歩道等に載荷する群集荷重は、3.5kN/m²とする。

線状あるいは線状に近い状態で支持される床版橋は、反力が支承線上に分布して集中せず、一般にせん断力に対して安全であるので、この項の規定により設計する場合は、せん断力に対する照査を省略することができる。

3.6.2 片持床版のない単純床版橋の曲げモーメント

- (1) 床版橋の曲げモーメントは、支承条件及び斜角などを考慮して版理論により算出するのを原則とする。
- (2) 死荷重による曲げモーメントは、荷重が版全体に均等に分布するものとして算出してよい。
- (3) 床版橋の支間は、直床版橋の場合は支承中心間隔 L_n とし、斜角 45° 以上の斜め床版橋の場合には下式によるものとする。また、支間の方向は、図-3.3.47 のとおりとする。

$$L = L_s \quad (L_s/B \geq 1.5 \text{ の場合})$$

$$L = (L_s + L_n) / 2 \quad (L_s/B < 1.5 \text{ の場合})$$

ここに、 L : 床版橋の支間(m)

L_s : 斜め支間(m)

L_n : 支承の中心間隔(m)

B : 版全幅(m)

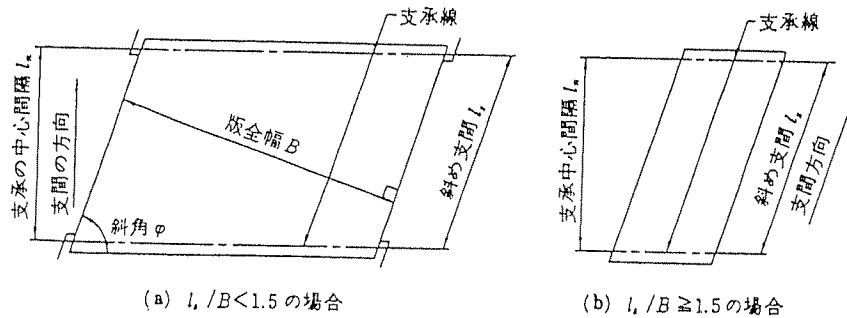


図-3.3.47 斜め床版橋の支間の方向

解

- (1) 床版橋の曲げモーメントは、原則として版理論により算出するものとしたが、曲線橋および斜橋などの場合は、格子理論や有限要素法などにより解析するのが望ましい。
- (2) 地覆・高欄などの偏載の影響が無視できない場合は、載荷位置などを考慮して曲げモーメントを算出しなければならない。
死荷重による支間直角方向の曲げモーメントは、簡易的に支間方向の曲げモーメントに下式の β を乗じ算出してもよい。

$$L/B < 0.7 \quad \beta = L/6$$

$$0.7 \leq L/B < 2.0 \quad \beta = -0.074 (L/B) + 0.22$$

斜角が 60° 以下の場合は、 $\beta = L/6$ とするのがよい。

ここに、 L : 支間(m)

B : 版全幅(m)

- (3) 条文の支間の取り方は、斜角が $45^\circ \sim 90^\circ$ の範囲について Nielsen および Vogt の図表に基づいて定めたものである。なお、斜角が 75° 以上の場合、斜角の影響が少ないので、斜め支間 L_s を版幅 B で除した値 (L_s/B) に関係なく、支間は斜め支間 L_s としてよい。また、 L_s/B が小さくなるにしたがって、条文に示す支間を用いて設計すると過大な曲げモーメントで設計することになるので、 L_s/B が 0.5 以下の場合、版理論などにより解析するのがよい。

3.6.3 構造細目

- (1) 床版橋の最小版厚は、25cm とする。
- (2) 鉄筋の配置は次の規定によるものとする。
 - 1) 支間方向に配置される引張主鉄筋の直径は 13mm 以上とし、その中心間隔は 20cm 以下とする。
 - 2) 版の上側および下側には、支間方向および支間直角方向に、直径 13mm 以上の鉄筋を、それぞれを 30cm 以下の中心間隔で配置しなければならない。
 - 3) 斜め床版橋については、図-3.3.48(a)、図-3.3.48(b)に示すように鉄筋を配置すること。

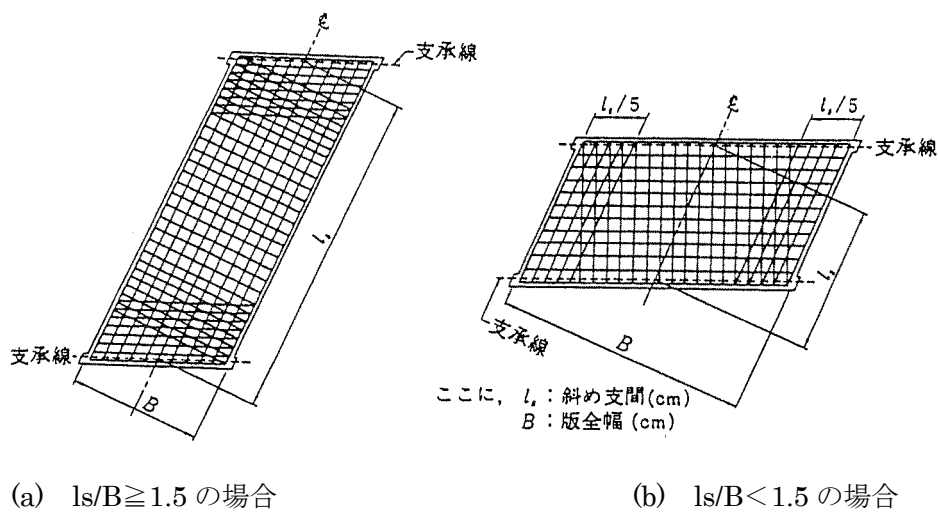


図-3.3.48 斜め床版橋の鉄筋配置

(3) 支点付近の補強鉄筋の配置

- 1) 版端部などの支承部の支承線方向には、温度変化やコンクリートの乾燥収縮によって生じる引張応力に対して用心鉄筋を配置しなければならない。
- 2) 支承線より背後の版端部には、輪荷重による支間方向の負の曲げモーメントに対して必要な鉄筋を配置しなければならない。

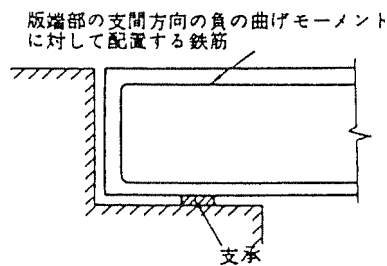
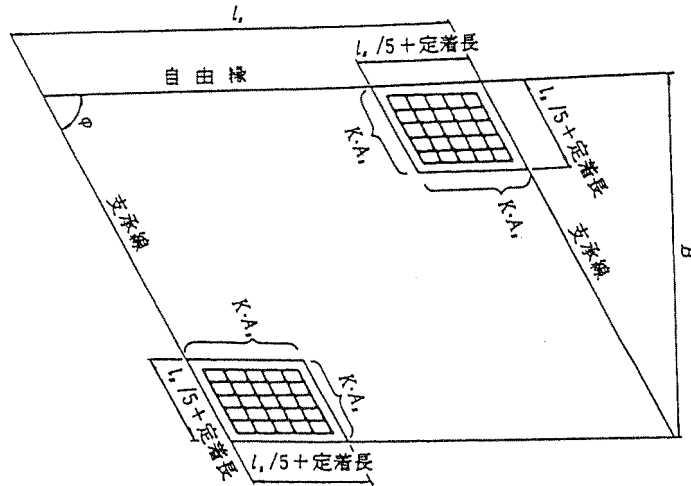


図-3.3.49 版端部における支間方向の鉄筋の配置

3) 斜め床版橋の鈍角部の版上側には、負の曲げモーメントに対して、図-3.3.50 に示すように斜め支間方向および支承線方向に用心鉄筋を配置しなければならない。
 ただし、プレストレストコンクリート床版橋の場合は、この部分に作用するプレストレスの効果を考えて鉄筋量を減じることができる。



- ここに、 A_s : 支間中央の斜め単位幅(1m)あたりの正鉄筋の断面積(cm^2)
- $K \cdot A_s$: 支承部の鈍角部に配置する斜め単位幅(1m)あたりの鉄筋量で、係数 K の値は、図-3.3.51 のとおりとする(cm^2)
- B : 版全幅(m)
- L_s : 斜め支間(m)
- ϕ : 斜角

図-3.3.50 支承部の鈍角部の負の曲げモーメントに対する用心鉄筋量およびその配置範囲

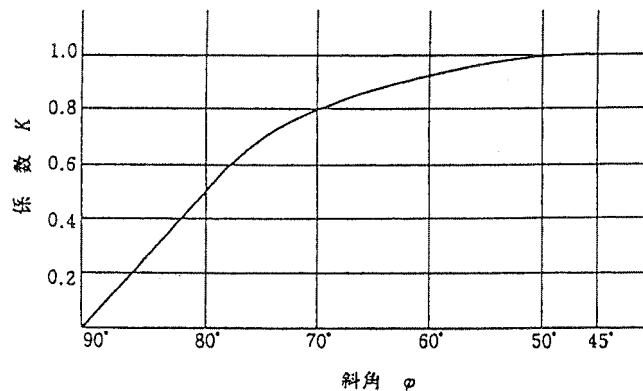


図-3.3.51 係数 K の値

斜め床版橋の鈍角部の版下側には、支承反力に対し、直径 13mm 以上の用心鉄筋を 20cm 以下の中心間隔で配置しなければならない。

解

- (1) 支間の短い床版橋は、床版と同等に取扱ってよいが、床版橋としての最小全厚は **25cm** とした。
 - (2) 1)、2) 床版橋の版上側および下側に配置する引張主鉄筋を含む鉄筋の最小径と最大中心間隔を規定したものである。
 - 3) 斜め床版橋では、版の自由辺付近において斜め支間方向に引張応力が生じるので、版の自由辺付近においては、斜め支間方向に鉄筋を配置することとした。斜め支間方向に配置する範囲は、引張応力が支承線直角方向よりも斜め支間方向の方が大きい範囲とする。ここでは、この範囲を、斜め支間 L_s を版全幅で除した値 L_s/B が 1.5 以上の場合は版全幅、 L_s/B が 1.5 未満の場合は自由辺より $L_s/5$ の位置までの範囲とすることとした。
 - (3) 1) 用心鉄筋は、直径 13mm 以上、中心間隔 20cm 以下で配置するがよい。
 - 2) 支承線より背後の版端部は片持版となるので (図-3.3.49 参照)、この部分に活荷重が載荷された場合に生じる曲げモーメントを算出し、必要な鉄筋量を配置しなければならない。なお、少なくとも直径 13mm 以上の鉄筋を中心間隔 20cm 以下に配置するものとする。
 - 3) 斜角 45° 以上で、線状あるいは線状に近い状態で支持される斜め床版橋において、用心鉄筋を斜め床版橋の辺および支承に平行に 2 方向に配置する場合には、それぞれの方向の単位幅(1m)当りの用心鉄筋量は、支間中央の斜め単位幅(1m)あたりの正鉄筋量に斜角に応じた係数 K (図-3.3.51 参照) を乗じて算出してよいこととした。この場合、鈍角部の版の上側に配置されている鉄筋はこの用心鉄筋の一部と考えてよい。
- 用心鉄筋の配置範囲は斜め支間の $1/5$ の値に定着長を加えた範囲とすればよい。
- 4) 鈍角部支承付近に生じる支圧応力度は、支承部の平均支圧応力度(全反力を全支承面積で除したもの)より大きくなる。この支圧応力に対して図-3.3.52 に示す範囲の版下側に直径 13mm 以上、中心間隔 20cm 以下の用心鉄筋を配置しなければならない。

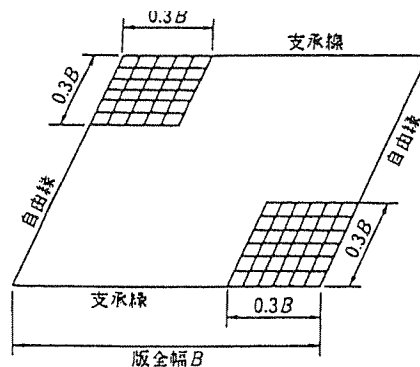


図-3.3.52 鈍角部版下側の用心鉄筋

3.7 PC箱桁橋

3.7.1 断面力の算定

- (1) コンクリート桁における主方向及び横方向の設計では、断面形状、幅員、支持条件等に応じて適切に有効断面を設定し、横方向の荷重分配及びねじり剛性効果を適切に評価できる解析理論および解析モデルによって断面力を算出しなければならない。
- (2) 交角 5° 以下でも、活荷重等の偏載を考慮するため、格子モデルを作成する必要がある。

解

(1) 供用後の比較的早い段階で発生する変状に対するリスク軽減の配慮として、ねじりの影響を考慮する。直線橋又は曲線橋の区別なく、また、単一箱桁又は多重箱桁の区別なく、全ての桁形式において活荷重が偏載荷される等によるねじりの影響を考慮する必要がある。構造設計の原則として、活荷重などによるねじりモーメントを考慮することが基本である。

(2) 解析モデルの参考例（単一箱桁橋）は以下に示すとおりである。

- ① 段階施工を考慮した架設計算及びプレストレス計算等に用いる棒モデル

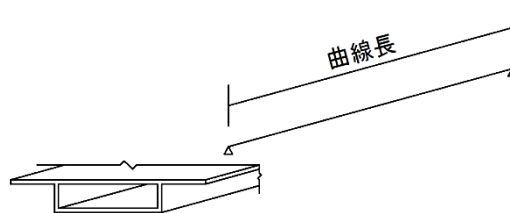


図-3.3.53 解析モデル（棒モデル）

- ② 活荷重の偏載等を考慮した格子モデル

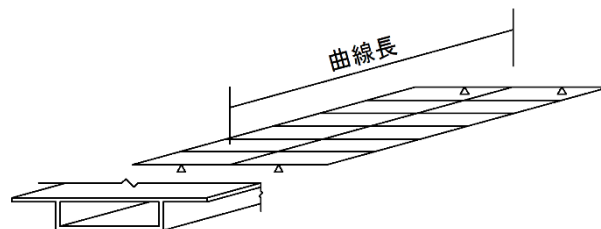


図-3.3.54 解析モデル（格子モデル）

3.7.2 フランジ及びウェブ

桁高または部材厚の変化及び桁の曲線形状に伴うプレストレスの分力の影響（腹圧力）を考慮するものとする。

解

- (1) 桁高変化がある箱桁断面の下フランジに PC 鋼材を配置する場合は、プレストレスの鉛直分力による腹圧力の影響を小さくするために、ウェブ近傍に配置することが望ましい。
- (2) ウェブやフランジの一方所に集中的に偏向部を設置する場合や、曲げ上げ角が大きい場合には、圧縮力により偏向力が生じるので、横桁を設けることが望ましい。
- (3) ウェブやフランジにはコンクリートの乾燥収縮によるひび割れが発生する可能性もある。そのため、ウェブやフランジに PC 鋼材を配置する場合には、プレストレス力から求まる腹圧力や偏向力を含め、設計状況としての作用の組み合わせやその係数を適切に考慮して、これらの影響について十分検討を行った上で、十分な厚さと鉄筋を配置し、ウェブやフランジに生じるひび割れを抑制するよう設計する必要がある。なお、突起部を設けて偏向部とする場合には、道示 5.3.2 の規定に従うほか、突起部にも乾燥収縮や応力集中による影響が生じないように配慮が求められる。
- (4) 床版を兼用する上フランジで PC 鋼材を小さな曲げ半径で定着する場合や、桁端ウェブで PC 鋼材を水平に広げて定着する場合には、PC 鋼材の張力の分力によって図-3.3.56 に示すような箇所が破損しやすい。この場合、道示 5.3.2 に従い定着付近の補強を行った上で、ハンチに沿う鉄筋のほか、図-3.3.57 を参考に、PC 鋼材の引張力の分力による引張応力に抵抗できる補強鉄筋を配置する必要がある。

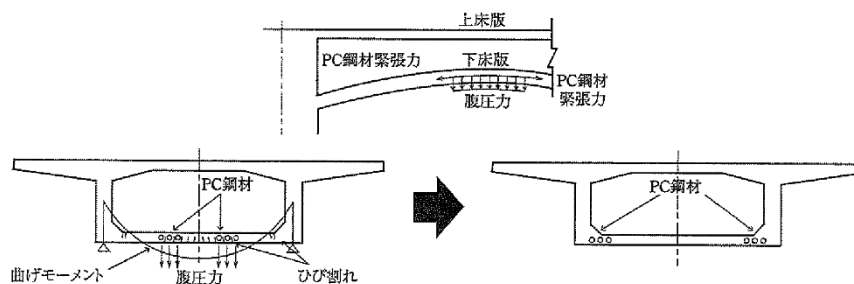


図-3.3.55 下床版に配置する PC 鋼材をウェブ近くに配置した例

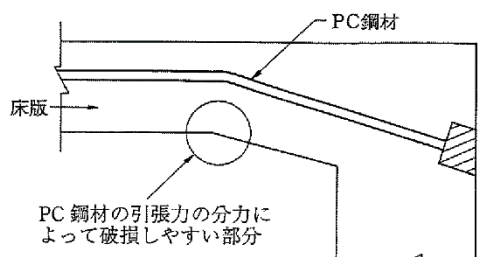


図-3.3.56 PC鋼材の引張力の分力によって破損しやすい部分

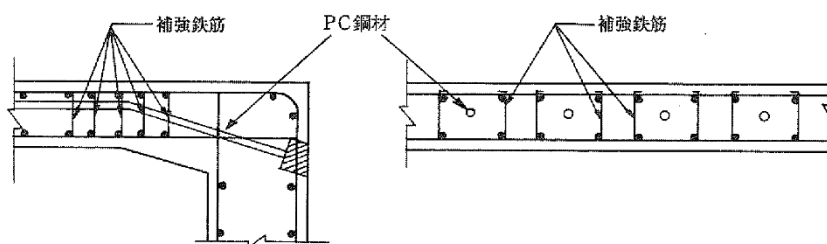


図-3.3.57 PC鋼材の引張力の分力に対する補強鉄筋

3.7.3 横桁および隔壁の構造細目

- (1) 箱桁は、桁の主方向に対し棒部材として挙動するよう、断面の変形に対し適切な剛性が確保される構造としなければならない。
- (2) 箱桁を主桁として用いる場合には、支点上及び1支間に1箇所以上の隔壁を設けることを標準とする。
- (3) 多主箱桁においては、(1)に加えて、桁相互を結ぶ横桁を支点上及び1支間に1箇所以上設けることを標準とする。
- (4) 主桁以外に箱桁を用いる場合には、桁としての断面剛性を確保できるよう、適切に隔壁を設置する。
- (5) 隔壁には適切に鉄筋を配置するほか、隔壁に開口部を設ける場合、その設置位置はできるだけ応力の小さい位置を選び、かつその周辺に必要な補強をしなければならない。
- (6) 偏向力に対して安全となるよう、偏向力が作用する個所に剛な横桁を配置することを標準とする。

解

- (1) (2) 多主桁箱桁橋には、橋軸直角方向の剛性の確保および荷重分配作用を高めるため、支点上のほか、支間内にも横桁および隔壁を設けるものとする。この場合、一般に支間中央に配置するのが有効であるが、支間の長い場合には40m程度の間隔で配置するものとする。

単一箱桁橋および多重箱桁橋は比較的橋軸直角方向の剛性が高い構造であるため、1径間に1箇所の隔壁を設けるのが一般的である。

- (5) 隔壁に発生するひび割れを抑制するために、必要な鉄筋を配置する必要がある。原則として計算によって必要鉄筋量や配筋を定めることになるが、隔壁に発生する応力を適切に評価する標準な方法は規定されていないため、これまでの実績より、支間に設ける隔壁には少なくとも図-3.3.58(a)に示す鉄筋が配置されている必要がある。また、開口部を設ける場合には例として図-3.3.58(b)に示すよう適切に配筋を行う。その上で、隔壁に対する適切な耐荷機構を想定し、必要とされる鉄筋や部材厚などを決定するとよい。

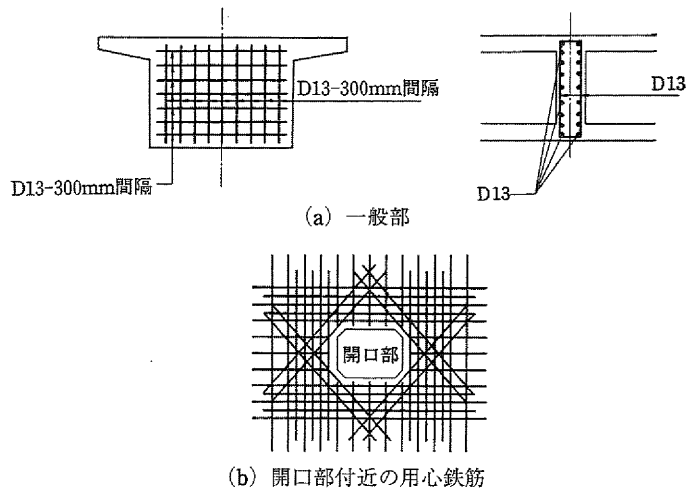


図-3.3.58 隔壁の配筋

- (6) 桁高変化がある場合には、下フランジの軸線が変化するために、図-3.3.59のように圧縮力による偏向力が生じる。この偏向力に抵抗できるよう適切に横断を設置する必要がある。

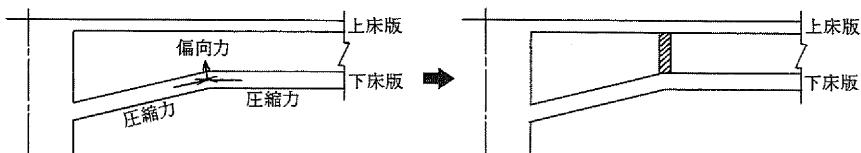


図-3.3.59 下フランジの圧縮力による偏向力と横断の配置

3.7.4 張出し架設工法における柱頭部の設計

張出し架設工法における柱頭部は、アンバランスモーメントに対して安全なように設計するものとする。

解

- (1) 張出し架設工法は、移動式作業車により橋脚部から支間中央部に向かって橋体ブロックを継ぎたし、左右のバランスを保ちながら張出していく工法であり、橋体ブロックは一般に左右交互に継ぎたすため、左右の死荷重差、移動式作業車の位置および重量、地震力などにより柱頭部にアンバランスモーメントが発生するが、このアンバランスモーメントは、仮支承と仮固定用 PC 鋼棒により対処するものとする。
- (2) 仮固定用 PC 鋼棒は、張出し架設中の死荷重および移動式架設作業車などによる鉛直力とアンバランスモーメントに対して緊張直後の引張応力度制限値以内となるように設計し、仮支承から桁が浮上がらないように、プレストレスを導入するものとする。
- (3) 地震時は、死荷重および移動式架設作業車などによる鉛直力とアンバランスモーメントおよび図-3.3.60 に示す地震力に対して、PC 鋼棒が引張強度 (σ_{pu}) 以内となるよう設計するものとする。図-3.3.60 に示す設計水平震度 kh は、架設時の構造系で最も厳しい状態におけるレベル 1 地震動の設計水平震度を用いる。

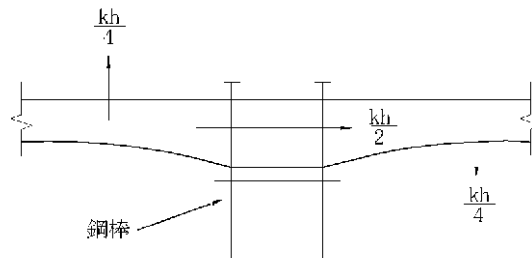


図-3.3.60 柱頭部に作用する地震力

3.7.5 縦締 PC 鋼材

張出し架設工法で架設する PC 箱桁の縦締め PC 鋼材は、橋梁規模と配置・定着のための最小部材厚、経済性等を総合的に判断して、選定するものとする。

3.7.6 横締 PC 鋼材

PC 箱桁の縦締め PC 鋼材は、橋梁規模や鋼材配置、定着のための最小部材厚、施工性、経済性等を総合的に判断して選定する。

解

横締 PC 鋼材は、施工性を考慮してケーブルを用いることを原則とするが、横締め長が短い場合にはセットロスの影響が大きく不経済となる場合がある。このような場合には、施工性、経済性等を総合的に判断し選定するのがよい。

3.8 プレキャストセグメント構造

3.8.1 適用範囲

継目部にエポキシ樹脂系接着剤を用い、接合キーに鋼製接合キーまたはコンクリート製接合キーを用いて、プレキャストセグメント工法により施工する橋の設計に適用する。

3.8.2 計画

プレキャストセグメント工法によるプレストレストコンクリート道路橋の設計に当たっては、接合部のない橋として計画するのに加え、プレキャストセグメント工法に特有な設計・施工上の事項について十分考慮し、計画する必要がある。

解

プレキャストセグメント橋を計画する場合、以下に示すプレキャストセグメント特有の事項等について、総合的に考慮する必要がある。

計画に関する事項

- ① 運搬及び架設条件を考慮した接合部の配置（ブロック割）の選定
- ② 運搬及び架設時の検討
- ③ 接合部の検討

施工に関する事項

- ① ブロック製作場所の選定
- ② ブロックの製作方法
- ③ 運搬・架設方法などの諸条件

3.8.3 使用材料

- (1) プレキャストセグメント橋の主桁に用いるコンクリートの設計基準強度は原則として 40N/mm^2 以上とする。
- (2) プレキャストセグメントの接合に用いる接着剤は、所要の強度、耐久性及び水密性を有し、接合部の施工の条件に適するものでなければならない。
- (3) プレキャストセグメント工法に用いる鋼製接合キーの材料は、所要の強度、伸び及び加工性を有するものでなければならない。

解

- (1) プレキャストセグメント工法に用いる主桁のコンクリートは、接合キー部の局所的な応力、プレストレス導入前の移動、取り扱い上の安全を考慮して、設計基準強度 40N/mm^2 以上とする。

(2) エポキシ樹脂系接着剤の品質規格の標準を表-3.3.16に示す。

表-3.3.16 エポキシ樹脂系接着剤の品質規格の標準

品質項目		単位	品質規格	試験温度	養生条件
未硬化の 接着剤	外観	—	注1)	春秋用 :20±2℃	—
	粘度	mPa·s	1×10 ⁴ ~1×10 ⁵	夏用 :30±2℃	
	可使時間	h	2以上	冬用 :10±2℃	
	だれ最小厚さ	mm	0.3以上		
硬化した 接着剤	比重	—	1.1~1.7	20±2℃	20±2℃、7日間
	引張強さ	N/mm ²	12.5以上		
	圧縮強さ	N/mm ²	50.0以上		
	引張せん断 接着強さ	N/mm ²	12.5以上		
	接着強さ	N/mm ²	6.0以上		

注1) 有害と認められる異物の混入がなく、材料分離が生じていないこと

(3) 表-3.3.17に示す機械的性質を満足する材料からなる鋼製接合キーを用いる場合は、鋼製接合キーのせん断応力度の制限値 140N/mm²を適用することができる。

表-3.3.17 鋼製接合キーに用いる材料の機械的性質

引張強さ	400 N/mm ² 以上
降伏強度	215 N/mm ² 以上
伸び	10%以上

3.8.4 設計一般

- (1) プレキャストセグメント橋の構造解析は、道路橋示方書□編に従って行うものとする。
- (2) プレキャストセグメント橋の設計に当たっては、接合部のない桁としての設計を行うほか、接合部の応力度および耐力について照査しなければならない。
- (3) プレキャストセグメントは、吊上げ時、運搬時および架設時に生じる応力度について照査を行わなければならない。

解

(2) プレキャストセグメント橋の安全性は、セグメント接合部の耐荷性能に大きく影響される。プレキャストセグメントの継目部を照査断面に含めた接合部の無い通常の部材として設計を行うとともに、接合部について道示 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の項により、曲げモーメント、せん断力及びねじりモーメントについて、応力度及び、耐力の照査を行う必要がある。

表-3.3.18 プレキャストセグメント接合部の照査

作用曲げモーメント < 全圧縮曲げモーメント	安全度 1.0 以上
------------------------	------------

(3) プレキャストセグメントは、吊上げ時、運搬時および架設時で部材の支持状態、荷重状態、あるいはプレストレス導入の有無などが異なることにより部材の応力状態が異なる。したがって各段階におけるプレキャストセグメントの応力状態を把握し、必要な補強を施して安全性を確保しなければならない。

表-3.3.19 吊上げ時および運搬時のコンクリートの曲げ引張応力度の制限値(N/mm²)

吊上げ時および運搬時の圧縮強度	25	30	40	50
制限値	2.0	2.2	2.5	2.8

[プレキャストブロック工法によるプレストレスコンクリート道路橋設計・施工指針(案)]

平成7年12月 建設省土木研究所 構造橋梁部橋梁研究室
(社)プレストレスコンクリート建設業協会

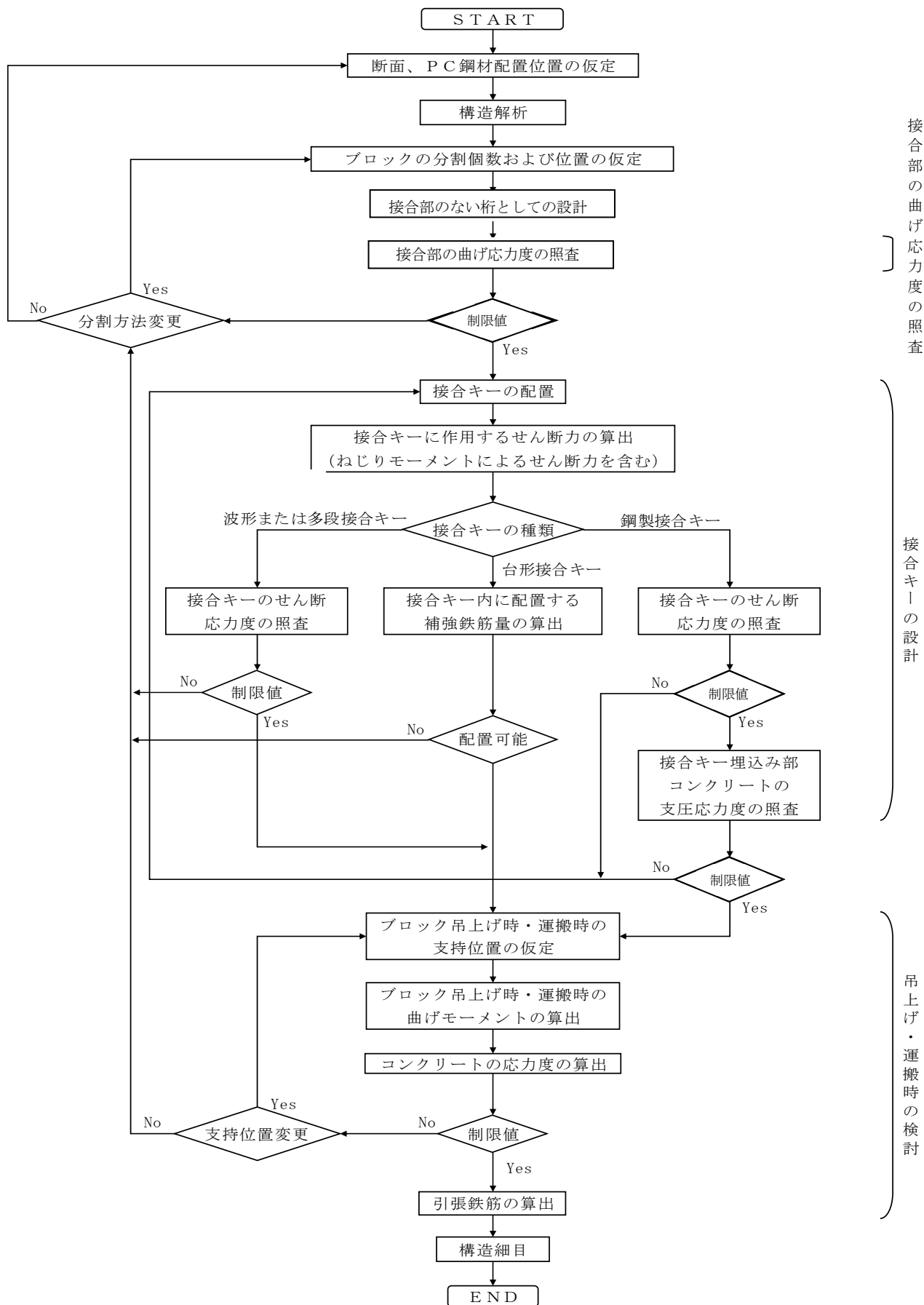


図-3.3.61 一般的な設計のフローチャート

3.8.5 構造細目

- (1) プレキャストセグメントの接合面は、主桁の部材軸線に直角に設けるのを原則とする。
- (2) プレキャストセグメント端部および接合キーの周辺部は、鉄筋または鉛直方向のPC鋼材により補強しなければならない。
- (3) プレキャストセグメントの接合部に設ける接合キーは、相互のセグメントを確実に接合し、せん断力を伝達する構造としなければならない。
- (4) 接合キーは、接合面に直角に、1接合面あたり2箇所以上分散して配置することを原則とする。

解

- (1) 単純ポストテンションT桁橋の場合、プレキャストセグメントの分割数は、曲げモーメントが最大となる支間中央でのセグメント接合を避ける意味から奇数個とするのが一般的である。又、セグメント長及び接合位置は、架設地点の状況運搬路等の条件及び横桁、床版横締めPC鋼材の配置を考慮して決定する。

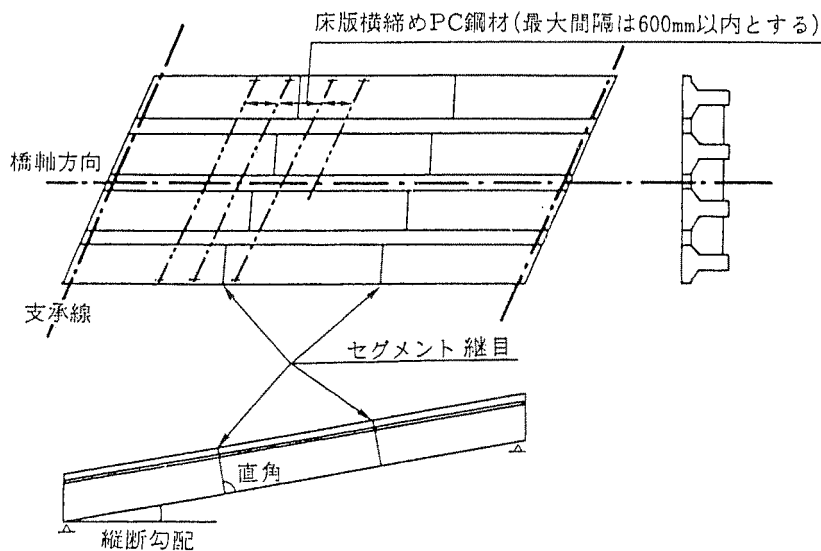


図-3.3.62 セグメント接合部の配置

接合部付近のスターラップ間隔は、接合部以外のスターラップ間隔の1/2または10cm程度とし、その補強範囲は、30cm以上とするのがよい。

(2) 補強例

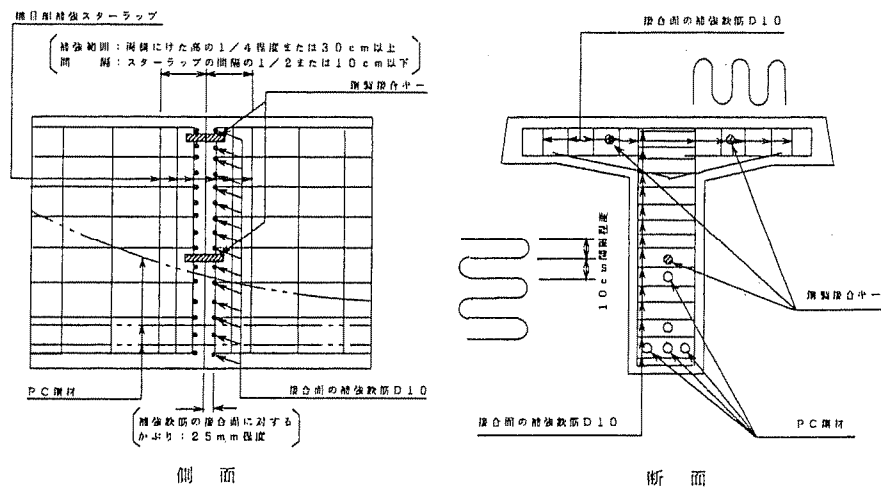


図-3.3.63 接合部における補強鉄筋の配置例 (T桁橋)

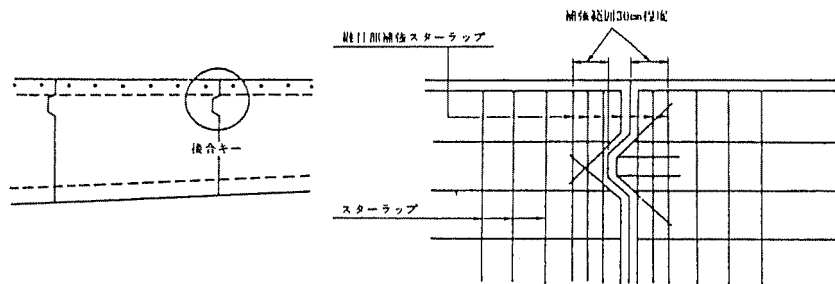
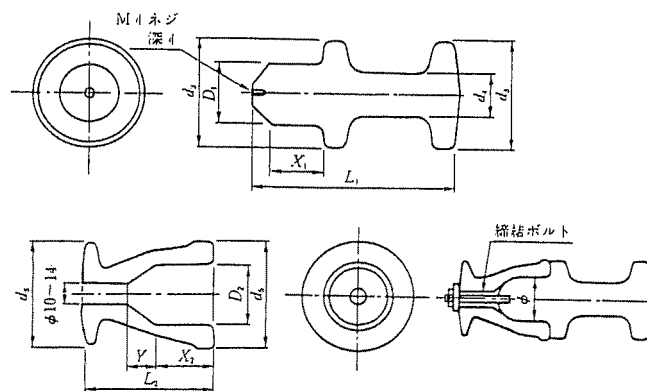


図-3.3.64 接合部における補強鉄筋の配置例 (箱桁橋)

(3) 接合キーの構造例

1) リング型鋼製接合キーの構造例



型式	L ₁	D ₁	d ₃	d ₄	L ₂	D ₂	d ₅	X ₁	X ₂	Y	備考
φ28	93	28	50	20	59	28.3	50	25	27	13	
φ32	105	32	60	30	55	32.3	60	30	32	11	
φ50	172	50	80	40	79	50.3	80	35	37	17	リブ付き

(注) 材質：SS400またはFCD450 単位：mm

図-3.3.65 リング型鋼製接合キーの構造例

2) コンクリート製接合キーの構造例

(a) 台形接合キー

台形接合キーの形状は以下を標準とするのがよい。また、斜めウェブに接合キーを設ける場合は、ウェブ部材軸方向に直角に設けるのがよい。

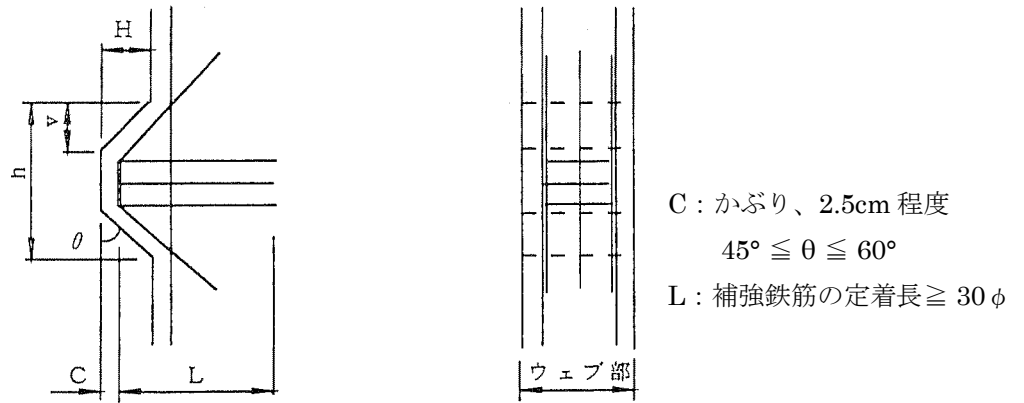


図-3.3.66 台形接合キーの構造例

台形接合キーの高さHについては、10cm以上h/4以下にするのが望ましい。

(b) 多段接合キー

多段接合キーの形状は以下を標準とするのがよい。

$$3\text{cm} \leq H \leq 10\text{cm}$$

$$3H \leq V \leq 5H$$

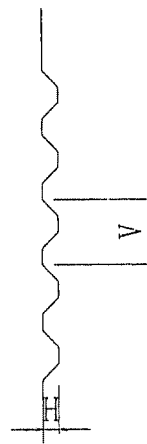


図-3.3.67 多段接合キーの構造例

(4) 接合キーの配置について

鋼製接合キーのかぶりや鋼製接合キーとシースのあきは、局所的な応力によってコンクリートに有害な損害を与えないように定める必要がある。これまでの実験によると、接合部の破壊は鋼製キーによる支圧応力度の増加による圧壊が原因であると考えられ、破壊耐力は接合キーのかぶりやシースとのあきにより影響を受ける。したがって、一般的に接合キーのかぶりは7cm以上、シースとのあきは7cm以上となるように配置しなければならない。

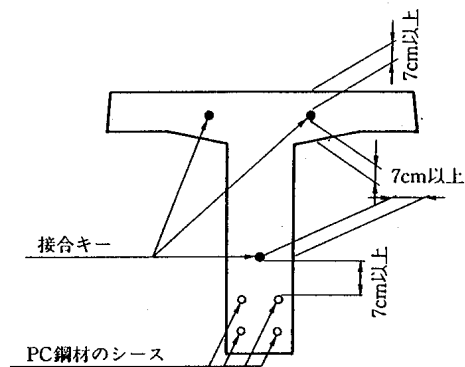


図-3.3.68 台形接合キーの構造例

接合部の接合キーは、限界状態 3 においても有効に作用するために部材の圧縮縁側に配置するのがよい。

3.9 外ケーブル構造

3.9.1 設計一般

- (1) この節は、主桁コンクリートの外部に PC 鋼材を配置した外ケーブル構造の設計に適用する。
- (2) 外ケーブルの定着部および偏向部は、ケーブル張力を主桁へ円滑に伝達できる構造としなければならない。
- (3) 外ケーブル構造における部材断面の応力度および耐力の照査は、外ケーブル構造の特性を考慮して行わなければならない。

解

- (1) 外ケーブル構造は、実績があり載荷試験も行われており、特性の明確な T 桁橋及び箱桁橋に用いることを原則とする。本節では、大偏心外ケーブル構造を含めて主桁コンクリートの外部に PC 鋼材を配置してプレストレスを与えた構造全般を外ケーブル構造と称する。
- (2) 外ケーブル構造では、外ケーブルの張力は定着部および偏向部を介してのみ主桁に伝達される。これらの力が円滑に主桁に伝達できる構造とすることを外ケーブル構造の基本とする。また、外ケーブル構造では、定着部および偏向部の耐荷性能が橋梁全体の耐荷性能を左右することになるため、この部分は十分な耐荷性能を有するように設計しなければならない。
- (3) 外ケーブルを用いた部材は、

- ① 外ケーブルとコンクリートの平面保持の仮定が成立しない。
- ② 部材の変形に伴い外ケーブルの偏心が変化する。

などの特性が、付着のある PC 鋼材を用いた内ケーブル構造と基本的に異なっている。外ケーブル構造における部材断面の応力度及び耐力の照査方法等については、担当監督員と十分協議して決定する必要がある。

1) 外ケーブル構造の部材断面の応力度および耐力の照査方法

道示Ⅲ13.3.1 一般の解説中では、外ケーブルの部材断面の照査として、外ケーブルの偏心量が増加する影響を無視し、次に示す方法が示されている。

i) 外ケーブルを内ケーブルとみなして取扱う方法

a) 限界状態 I を超えない範囲での部材断面応力度の照査について

外ケーブルとコンクリートとの平面保持の仮定が成立しない影響は微少であるとし、付着のある PC 鋼材が配置された内ケーブル構造と同様に照査する。

- b) 破壊に対する安全度の照査に用いる破壊抵抗曲げモーメントの算出について
 (方法1) 部材断面が破壊抵抗曲げモーメントに達した状態においても、桁変形を考慮せず外ケーブルの応力度が変動作用に対して応力度 σ_{pe} から増加しないと仮定するか、あるいは載荷試験の結果などを参考にこの増加量 $\Delta\sigma_{pe}$ を仮定して算出する。

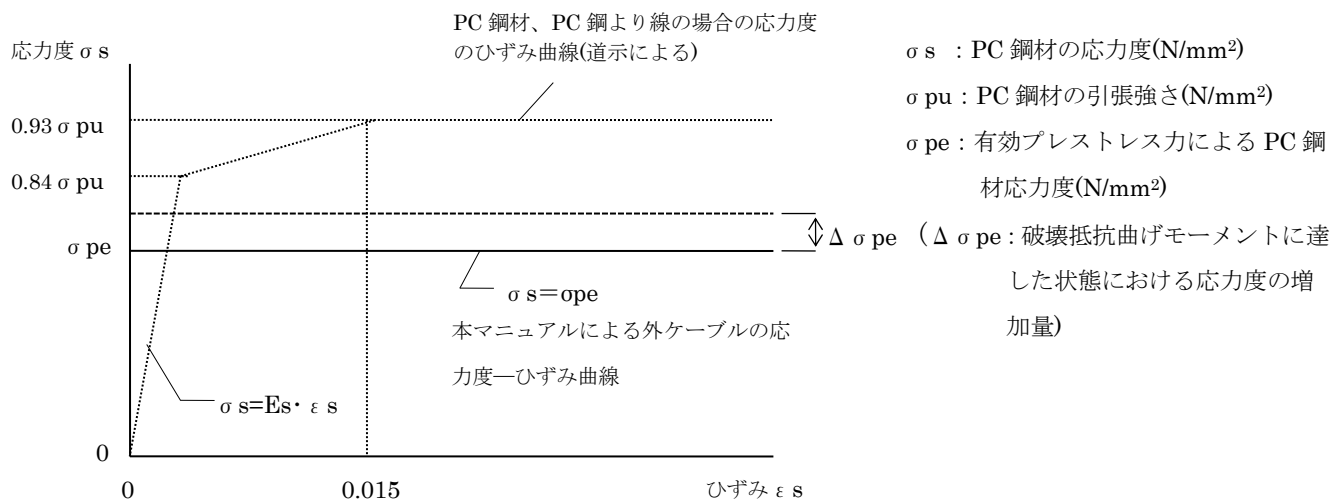


図-3.3.69 破壊抵抗モーメントを算出する場合の外ケーブルの応力度-ひずみ曲線

- (方法2) 外ケーブルを付着のないPC鋼材とみなして、算出する（付着のあるPC鋼材として求めた破壊抵抗曲げモーメントの70%とする）。

ii) 外ケーブルを独立した部材として取扱う方法

外ケーブルを主桁コンクリート部材から独立した部材として設定（図-3.3.70 参照）して断面力を算出し、主桁コンクリート部材の断面照査を行う方法である。

限界状態 I を超えない範囲での部材断面応力度の照査は、付着のある PC 鋼材および鉄筋の配置されたコンクリート部材について行う。同時に、部材の破壊抵抗曲げモーメントは主桁コンクリート部材について道示 III 5.8.1 (1) の規定により算出する。

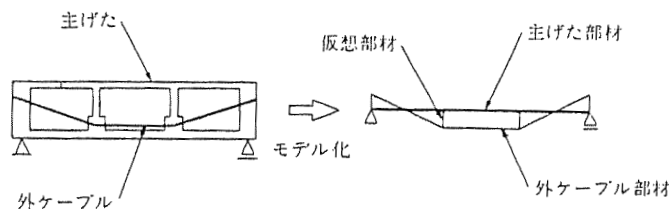


図-3.3.70 外ケーブルを部材としてモデル化する方法

なお、i)、ii)に示した方法の他に、外ケーブル鋼材の特性をより詳細に考慮して破壊に対する安全度の照査を行う場合には、材料非線形性に加えて幾何学的非線形性を考慮した解析方法もある。

2) 外ケーブルの引張応力度の制限値

一般に下表の値を用いてよい。

表-3.3.71 PC鋼材の引張応力度の制限値 (N/mm²)

応力度の制限値	備考
0.80 σ_{pu} 又は 0.90 σ_{py} のうち小さい方の値	σ_{pu} : PC鋼材の引張強度の特性値(N/mm ²) σ_{py} : PC鋼材の降伏強度の特性値(N/mm ²)

表-3.3.72 PC鋼材の引張応力度の制限値 (N/mm²)

応力度の状態	応力度の制限値	備考
プレストレッシング 直後	0.70 σ_{pu} 又は 0.85 σ_{py} のうち 小さい方の値	σ_{pu} : PC鋼材の引張強度の特性値(N/mm ²) σ_{py} : PC鋼材の降伏強度の特性値(N/mm ²)

表-3.3.73 プレストレストコンクリート部材の耐久性に配慮した場合のPC鋼材の引張応力度の制限値 (N/mm²)

応力度の制限値	備考
0.60 σ_{pu} 又は 0.75 σ_{py} のうち小さい方の値	σ_{pu} : PC鋼材の引張強度の特性値(N/mm ²) σ_{py} : PC鋼材の降伏強度の特性値(N/mm ²)

3.9.2 構造細目

- (1) 外ケーブルの定着部および偏向部は、ケーブルの引張力およびケーブルが偏向することにより生じる局部応力に対して、鉄筋あるいはPC鋼材によって補強しなければならない。
- (2) 外ケーブル定着部および偏向部は、ケーブルに局部的な曲げが生じない構造としなければならない。
- (3) 外ケーブルの偏向部におけるPC鋼材の曲げ半径は、PC鋼材に生じる二次応力および疲労の影響などを考慮して定めなければならない。
- (4) 外ケーブルは、防食に対して十分配慮するとともに、必要に応じて防振の措置を施すのがよい。

解

- (1) 外ケーブル構造では、大容量のケーブルが横桁および隔壁などに定着される場合が多い。したがって、外ケーブルの定着部や偏向部では、横桁、隔壁および、偏向部のウェブや床版に大きな局部応力が生じる。この局部応力に対し、鋼材による力の流れを把握し十分拡幅しなければならない。局部応力の補強に対する検討は、FEM解析による方法や、力の流れを想定してモデル化した簡易計算方法がある。

(「外ケーブルを用いたPC橋梁の設計マニュアル」平成8年3月(財)高速道路技術センター参照)

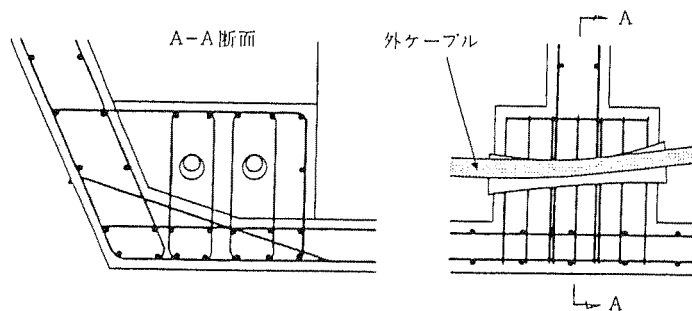


図-3.3.74 鉄筋による偏向部の補強の例

3. 10 高耐久性仕様

3.10.1 高耐久性仕様の考え方

PC 橋は補修・補強が困難であり、新設時から十分な配慮が求められることから、凍結防止剤を散布する場合は高耐久 PC 桁仕様を基本とする。高耐久 PC 桁仕様は、被覆 PC 鋼材や塗装鉄筋の使用等の対応があるが、腐食促進物質に対して遮蔽性が高い PE シースの採用を基本とする。なお、高耐久性仕様の採用は協議により決定すること。

(1) 場所打ち桁

1) 主方向

凍結防止剤を散布する場合は耐久性を考慮し PE シースの使用を基本とする。また、シースは架設工法により異なる先挿入用と後挿入用に対応した PE シースを使用することとする。

2) 横方向

主方向に PE シースを用いる場合は、耐久性が問われる床版等に用いる横方向にも PE シースを用いることを基本とする。

(2) セグメント桁

1) 主方向

凍結防止剤の散布に関わらず接合部の耐久性の確保を目的に、PE シースの使用を基本とする。セグメント桁の場合、PC 鋼材を後挿入するが先挿入用の PE シースを使用する。

2) 横方向

耐久性が問われる床版等に用いる横方向にも PE シースを用いることを基本とする。

(3) プレテンション桁

1) 主方向

プレテンション桁は工場製作により品質が向上しているため、被覆 PC 鋼材は使用しないことを基本とする。

2) 横方向

凍結防止剤を散布する場合は PE シースの使用を基本とする。

(4) PE シースの摩擦係数

PE シースの摩擦係数は鋼製シースと同様に $\mu=0.30$ 、 $\lambda=0.004$ とする。(PC 鋼より線、PC 鋼線)

(5) PE シースの曲げ半径

PE シースを使用する場合、最小曲げ半径は主方向を 200D、横方向を 100D とする。(D: 呼び径)

表-3.4 PC鋼材に応じた標準的なシース内径と空隙率

鋼材種別	普通 PC鋼材 断面図 (mm ²)	PEシース				鋼製シース				
		標準内径 (mm)	空隙率 (%)	ジョイント 外径 (mm)	標準部 外径 (mm)	標準内径 (mm)	空隙率 (%)	ジョイント 外径 (mm)	標準部 外径 (mm)	
マルチ ストランド	7S12.7	691.0	55 [55]	71 [71]	71~77 [71~77]	64~70 [64~70]	55 (58)	71 (74)	61 (70)	58 (65)
	12S12.7	1184.5	65 [70]	64 [69]	80~85 [87~92]	74~78 [80~85]	65 (70)	64 (69)	71 (82)	68 (77)
	15S15.2	1664.4	75 [80]	62 [67]	89~98 [96~103]	85~90 [90~95]	75 (80)	62 (67)	81 (92)	78 (87)
シングル ストランド	1S19.3	243.7	35 [35]	75 [75]	45~51 [45~51]	41~44 [41~44]	28 (32)	60 (70)	34 (38)	30.5 (35)
	1S21.8	312.9	35 [38]	67 [72]	45~51 [50~53]	41~44 [45.5~47]	35 (38)	67 (72)	41 (44)	38 (41)
	1S28.6	532.4	45 [45]	67 [67]	57~63 [57~63]	51~57 [51~57]	45 (45)	67 (67)	51 (51)	48 (48)

注) ・PEシースの[]内は場所打ち桁で後挿入する場合の目安
 ・鋼製シースの()は後挿入用

解

具体例については下記を参考にするとよい。

具体例①：セグメント桁のポストテンションT桁橋で鋼材12S12.7を使用した場合
 (3.10.1(2)に該当)

鋼製シースは、後挿入用の呼び径(70)、標準外径(77)。

→PEシースを用いる場合は、先挿入用の呼び径65、標準外径74~78。

→PEシースを用いても外径は変わらない。

具体例②：場所打ち箱桁橋（張出架設）で鋼材12S15.2を使用した場合（3.10.1(1)に該当）

鋼製シースは、後挿入用の呼び径(80)、標準外径(87)。

→PEシースを用いる場合は、後挿入用の呼び径[80]、標準外径[90~95]

→PEシースを用いると、外径が10mm程度大きくなり鋼材配置の変更が必要となる。