

土木設計マニュアル

[橋 梁 編]

平成 28 年 4 月

平成 29 年 4 月一部改正

(平成 29 年 9 月一部訂正)

- (7) 添架例は道路管理事務の手引参照
- (8) 橋梁添架物の費用負担協定は後掲〔参考資料1-4〕参照

2-6 河川橋

- (1) 河川などを横過する橋梁は、河川管理者との協議にもとづく必要条件を充足するとともに、構造上安定であり、経済的で施工性のよいものでなければならない。
- (2) 計画に先立ち下記の事項について事前に河川協議者と十分打ち合わせのうえ、橋梁計画をおこなうものとする。
 - イ) 河川現況（横断形状寸法、高さ、高水流量、高水位など）
 - ロ) 河川改修計画の有無
 - ハ) 流下方向、計画断面寸法、高さ、計画高水流量、計画高水位、河床こう配、管理用道路など
 - ニ) 施工可能期間などの施工条件
- (3) 河川管理者との主な協議事項は次のとおりである。
 - イ) 径間長 ロ) 橋台の位置および底面高 ハ) 橋脚形状およびフーチング根入れ高
 - ニ) けた下余裕高 ホ) 管理用道路 ヘ) 護岸 ト) 河積阻害率
- (4) ダムなどに架橋する場合のけた下高（常時満水面+けた下余裕高）については、ダム管理者と協議するものとする。

- (1) 河川管理者に対し、河川管理施設等構造令および同施行規則、工作物設置許可基準、河川砂防技術基準（案）同解説、許可工作物に対する河川断面の決定および留意事項について〔昭和63年3月14日 63河第136号〕などにもとづき協議をおこなうものであるが、これらの定めのない条件の場合は、文書確認など慎重に協議するものとする。
- (2) 河川改修計画には、概略のものから施行直前のもので各種段階があるので、各項目を十分河川管理者に確認する必要がある。
- (3) 福島県河川管理における協議の要旨を以下に示すが、県管理河川以外の河川条件については、当該河川管理者と十分協議の上決定すること。
 - 1) 河川の基本計画
 - ① 断面決定
断面決定については「許可工作物に対する河川断面の決定および留意事項について昭和63年3月14日63河第136号（河川管理事務の手引き）」によるものとする。

- 3) ガーゼ法 (JIS-2381) によって測定した飛来塩分量が 0.05mdd 以下であること
 - 4) 耐候性鋼材の保護性さびの色彩は地味な褐色か黒褐色で、周辺の緑やコンクリートによく調和するため景観に配慮する場合も使用されるが、架橋位置の条件などで保護性さびが生成されるまでの間のさびの状態が景観配慮の面で問題にならないこと。
 - 5) 十分な点検管理を実施できること
 - 6) 保護性さびができやすいように、排水処理や構造細目に配慮できること
 - 7) 温泉水の影響による硫化水素に強く曝される環境でないこと。なお、塗装は耐候性鋼材を使用できない場合に検討するものとする。
- (6) ライフサイクルコストの算定は、初期建設費、維持管理費 (補修・補強、点検費用) さらに更新費 (撤去、仮橋、迂回路を含む) を含むものとする。
- 1) ライフサイクルコストを検討するうえで時間の概念が必要であることから、設計上の目標期間は 100 年程度を目安とする。ただし、新工法や新材料を用いてライフサイクルコストを実施する場合は、その効果を 50 年程度で発揮できるものとする。
 - 2) ライフサイクルコストの軽減のため、鋼橋の防食は耐候性鋼材仕様、C5仕様の塗装や金属溶射等の採用によって行うこととする。
 - 3) 予備設計時における鋼橋とコンクリート橋の概算工事費の比較においては、両材料のライフサイクルコスト算定方法に隔たりがあることから、当面の間、環境条件に応じて鋼橋の塗装の塗り替え費のみを計上してよい。
- (7) 架設工法によっては、選定すべき形式に制約を受けることもあり、架設をより合理的なものとするために、架設工法に適した形式を積極的に採用することが経済的となる場合もあることから検討するものとする。
- (8) 予備設計時に参考となる資料の一部を下記に示す。

表 1-11 参考資料

	名 称	発 行 元	発 行 年 月 日
1	建設物価・積算資料	社団法人 建設物価調査会	毎月
2	PC 道路橋計画マニュアル	社団法人プレストレストコンクリート建設業協会	平成 19 年 10 月
3	道路橋年報	社団法人 日本道路協会	2 年毎
4	PC 道路橋工事費実績	社団法人プレストレストコンクリート建設業協会	毎年
5	土木工事積算標準単価	社団法人 建設物価調査会	毎年
6	鋼橋計画マニュアル (改訂版)	社団法人 日本鋼構造協会編	平成 3 年 9 月
7	災害復旧工事の設計要領	社団法人 全国防災協会	平成 27 年 7 月
8	工事歩掛要覧 土木編	社団法人 経済調査会	毎年
9	国土交通省 土木工事標準積算基準	社団法人 建設物価調査会	毎年
10	土木工事積算基準マニュアル	社団法人 建設物価調査会	毎年
11	橋梁架設工事の積算	社団法人 日本建設機械化協会	毎年
12	「改訂」災害復旧工の積算	社団法人 経済調査会	平成 6 年 1 月
13	建設機械等損料算定表	社団法人 日本建設機械化協会	毎年
14	道路橋計画設計資料	建設省 東北地方建設局	H20.12 改訂
16	新しい鋼橋の誕生” 公共工事のコスト削減を目指して” 資料編	社団法人 日本橋梁建設協会	平成 10 年 7 月 10 日
17	河川工事の積算	河川工事積算研究会編	平成 6 年 12 月
18	改訂 建設機械経費の積算	社団法人経済調査会 積算研究会編	平成 18 年 9 月
19	機械設備工事積算基準	建設物価調査会	平成 27 年 6 月

5-4 参考資料

橋台、橋脚の各形式別鉄筋量、型枠の概算数量は表1-15を参考とするものとする。

表1-15 コンクリート m^3 当り鉄筋・形枠の概略数量

構造物名	高さ	型枠	鉄筋
橋台(控壁式)	10~20m	1.4~2.0 m^2/m^3	80~100 kg/m^3
〃(逆T式)	5~17	1.0~1.3	40~70
〃(箱式)	7~9	1.0~1.4	60~70
〃(ラーメン式)	10~20	0.7~1.4	60~75
〃(半重力式)	3~6	0.7~1.5	10~15
橋脚(張出式)	8~20	0.4~1.4	70~170
〃(壁式)	8~35	0.6~1.3	100~160
〃(中抜式)	30~60	0.5~1.4	130~230

第2章 設計荷重

2-1 荷重の種類

設計にあたっては次の荷重を考慮するものとする。

- (1) 主荷重 (P)
 1. 死荷重 (D)
 2. 活荷重 (L)
 3. 衝撃 (I)
 4. プレストレス力 (P S)
 5. コンクリートのクリープの影響 (C R)
 6. コンクリートの乾燥収縮の影響 (S H)
 7. 土 圧 (E)
 8. 水 圧 (H P)
 9. 浮力又は陽圧力 (U)
- (2) 従荷重 (S)
 10. 風荷重 (W)
 11. 温度変化の影響 (T)
 12. 地震の影響 (E Q)
- (3) 主荷重に相当する特殊荷重 (P P)
 13. 雪荷重 (S W)
 14. 地盤変動の影響 (G D)
 15. 支点移動の影響 (S D)
 16. 波 圧 (W P)
 17. 遠心荷重 (C F)
- (4) 従荷重に相当する特殊荷重 (P A)
 18. 制動荷重 (B K)
 19. 施工時荷重 (E R)
 20. 衝突荷重 (C O)
 21. その他

<道路橋示方書(H24.3) I 共通編 2.1>

橋梁を設計する時に考えなければならない荷重の種類を列挙したものであって、架橋地点の諸条件、構造等によって適宜選定するものとする。

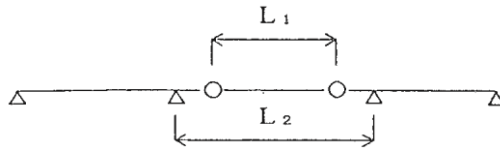


図 2-3 ゲルバー桁における支間長のとり方

ii) 歩道等には、群集荷重として表2-5に示す等分布荷重を載荷するものとする。

表 2-5 歩道等に負載する等分布荷重

支間長 (m)	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$L > 130$
荷重 (kN/m ²)	3.5	$4.3 - 0.01L$	3.0

3) 下部構造を設計する場合の活荷重

下部構造を設計する場合の上部構造に載荷する活荷重は、原則として2)に規定する荷重とする。

(3) A活荷重

1) 床版および床組を設計する場合の活荷重

床版および床組を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

i) 車道部分には図 2-1 に示すT荷重を載荷するものとする。T荷重は橋軸方向には1組、橋軸直角方向には組数に制限がないものとし、設計部材に最も不利な応力が生じるように載荷するものとする。T荷重の橋軸直角方向の載荷位置は、載荷面の中心が車道部分の端部より25cmまでとする。載荷面の辺長は、橋軸方向および橋軸直角方向にそれぞれ20cmおよび50cmとする。

支間長がとくに長い縦げたなどは、T荷重とL荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計するものとする。

ii) 歩道等には、群集荷重として5.0kN/m²の等分布荷重を載荷するものとする。

iii) 軌道には、軌道の車両荷重とT荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷するものとする。軌道の車両は両数に制限がないものとし、設計部材に最も不利な応力を与えるように載荷するものとする。占有幅および荷重は、当該軌道の規定によるものとする。

2) 主げたを設計する場合の活荷重

主桁を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

i) 車道部分には図2-2および表2-6に示す2種類の等分布荷重 p_1 、 p_2 よりなるL荷重を載荷するものとし、 p_1 は1橋につき1組とする。L荷重は着目している点または部材に最も不利な応力が生じるように、橋の幅5.5mまでは等分布荷重 p_1 および p_2 （主載荷荷重）を残りの部分にはそれらのおおのこの1/2（従載荷荷重）を載荷するものとする。

表2-6 L荷重（A活荷重）

p ₁ の 載荷長 D (m)	主載荷荷重（幅5.5m）					従載荷荷重
	等分布荷重 p ₁ kN/m ²		等分布荷重 p ₂ kN/m ²			
	曲げ	せん断	L ≤ 80	80 < L ≤ 130	L > 130	
6	10	12	3.5	4.3 - 0.01L	3.0	主載荷荷重の 50%

L : 支間長 (m)

ただし、支間長がとくに短い主げたや床版橋は、T荷重とL荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計するものとする。T荷重を用いて設計する場合には、T荷重は橋軸直角方向には2組を限度とし、3組目からは1/2に低減することとする。

なお、ゲルバーげたの吊げたおよび片持部に対しては、表2-4における支間長Lとしてそれぞれ図2-3に示すL₁およびL₂をとるものとする。

ii) 歩道等には、群衆荷重として表2-5に示す等分布荷重を載荷するものとする。

iii) 軌道には、軌道の車両荷重とL荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷するものとする。軌道の車両は両数に制限がないものとし、占有幅および荷重は当該軌道の規定によるものとする。自動車の通行を許さない軌道敷がある場合には、L荷重の載荷幅はこの部分を除いてもよい。

3) 下部構造を設計する場合の活荷重

下部構造を設計する場合の上部構造に載荷する活荷重は、原則として2)に規定する荷重とする。

<道路橋示方書(H24.3) I 共通編 2.2.2>

2-4 衝撃

活荷重による衝撃は、道示 I 2.2.3 による。

- 1) 下部構造の設計には原則として衝撃を考慮しないものとする。
- 2) 支承部や衝撃による曲げ応力の影響が無視できない下記のような下部構造形式の場合は、衝撃を考慮するものとする。
 - ① 鋼製橋脚
 - ② コンクリート橋脚の張出しばり
 - ③ コンクリートラーメン橋脚
 - ④ 2柱式、3柱式やパイルベントのような細い柱式のコンクリート橋脚

2-5 風荷重

- (1) 上部構造に作用する風荷重は、橋軸に直角に作用する水平荷重とし、設計部材に最も不利な応力を生じさせるように載荷するものとする。遮音壁が設置される場合には、風の特性および遮音壁の構造に応じて風荷重を低減することができる。
- (2) 下部構造に直接作用する風荷重は、橋軸直角方向および橋軸方向に作用する水平荷重とする。ただし、同時に2方向には作用しないものとする。風荷重の大きさは、風向方向の有効鉛直投影面積に対して、表2-9に示す値とする。

表 2-9 下部構造に作用する風荷重 kN/m^2

躯体の断面形状		風 荷 重
円 形 小 判 型	活 荷 重 載 荷 時	0.75
	活 荷 重 無 載 荷 時	1.5
角 型	活 荷 重 載 荷 時	1.5
	活 荷 重 無 載 荷 時	3.0

- (3) 吊橋、斜張橋のようにたわみやすい橋及び特にたわみやすい部材については、風の影響による動的な変形・応力なども考慮して設計しなければならない。

<道路橋示方書(H24.3) I 共通編 2.2.9>

2) 支承部においては上向きの地震力の下限値として $-0.3R_D$ を用いてよい。但しこの値をとる場合は水平方向の地震力と同時に考慮しなくてよい。

$$R_L = R_D + \sqrt{(R_{HEQ})^2 + (R_{VEQ})^2} \dots\dots\dots (1)$$

$$R_U = R_D - \sqrt{(R_{HEQ})^2 + (R_{VEQ})^2} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

R_L : 支承部の照査に用いる下向きの設計鉛直地震力

R_U : 支承部の照査に用いる上向きの設計鉛直地震力

R_D : 上部構造の死荷重により支承に生じる反力

R_{HEQ} : 支承部の設計水平地震力が支承線方向に作用したときに支承部に生じる鉛直方向の反力

R_{VEQ} : 設計鉛直震度によって生じる鉛直方向の地震力で、式(3)により算出する。

$$R_{VEQ} = \pm kv \cdot R_d \dots\dots\dots (3)$$

kv : 設計鉛直震度で、レベル2地震動の設計水平震度に、道示V15.4 表-15.4.1の係数を乗じた値とする。

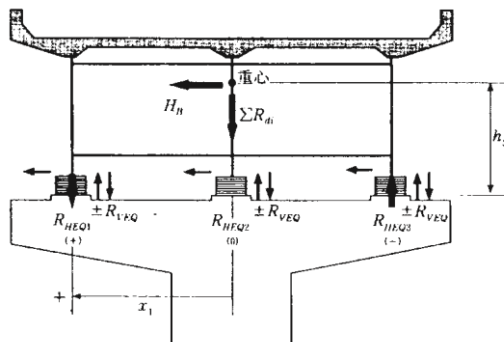


図2-14 地震力によって生じる支承部反力

(4) レベル2地震動に対応する支承部の耐力を割増係数1.7を考慮した許容応力度から算出することとしたのは、レベル2地震動により生じる地震力に対して支承部を降伏程度に収めることを目安とした。ただし、ゴム製の支承本体を用いる場合は、

- ・ 支承本体に生じるせん断ひずみが許容せん断ひずみを超えないこと。
- ・ 地震時にせん断ひずみを受けた状態において、支承本体が座屈に対して安全であること。
- ・ 地震時に水平変位を受けた状態において鉛直力の作用により支承本体に生じる引張応力度がその許容値を超えないこと。
- ・ 鉛直力の作用によりゴム製の支承本体の内部鋼板に生じる引張応力度がその許容値を超えないこと。
- ・ エネルギー吸収を期待しない支承においては、支承の剛性は設計値に対して±10%以内に収めるものとする。
- ・ 免震支承に対しては、道示V15.2に示す力学的特性を有し、かつ道示V15.3(1)に基づいて非線形履歴特性を適切にモデル化するものとする。

3-4-3 ゴム支承の許容応力度

(1) 支承に用いるゴム材料と破断ひずみは、表 2-14 のとおりとする。

表 2-14 弾性ゴムの物理定数の標準値

	材料の種類	JIS K 6397 による略号	適用規格 (参考)	呼び	破断伸 び%	せん断 弾性係数 (N/mm ²)	主な用途
天然ゴム	天 然 ゴ ム	NR	JIS K 6386-1999 (A08~14)	G6	600	0.6	ゴム支承本体、 緩衝材 (G14 は リングプレート タイプに使用例 が多い)
				G8	550	0.8	
				G10	550	1.0	
				G12	500	1.2	
				G14	450	1.4	
合成ゴム	ク ロ ロ プ レ ン ゴ ム	CR	JIS K 6386-1999 (C08~12)	G8	450	0.8	ゴム支承本体、 緩衝材、支承 板、防塵カバー
				G10	450	1.0	
				G12	450	1.2	
	スチレン・ブ タジエンゴム	SBR		G12	150	1.2	コンクリートヒ ンジ、緩衝材
高減衰 ゴム	天 然 ゴ ム あ る い は 合 成 ゴ ム	—		G8	650	0.8	ゴム支承本体、 緩衝材
				G10	600	1.0	
				G12	550	1.2	

注) ゴム材料の呼びは表に示すように、ゴム材料の種類と静的せん断弾性係数 N/mm² の整数位を併記し、これを呼びとする。破断伸びはシート加減したダンベル片による値を示す。

なお、JIS K 6386-1999 では、弾性係数の呼びを Mp の整数値に合わせるために、弾性係数値の中央値を 2% 高くしたため、JIS K 6386-1995 と同じ呼びであっても、弾性係数の範囲は異なる材料の規格を示す。

(2) ゴム体の許容値は、表 2-15 のとおりとする。

表 2-15 ゴム支承の設計における許容値

項 目		許 容 値	
圧 縮 応 力 度	最 大 圧 縮 応 力 度 (有効支圧面積を考慮)	$S_1 < 8$	$\sigma_{maxa} = 8.0 \text{ N/mm}^2$
		$8 \leq S_1 < 12$	$\sigma_{maxa} = S_1 \text{ N/mm}^2$
		$12 \leq S_1$	$\sigma_{maxa} = 12.0 \text{ N/mm}^2$
	最 小 圧 縮 応 力 度		$\sigma_{mina} = 1.5 \text{ N/mm}^2$
	応 力 振 幅	$S_1 \leq 8$	$\Delta \sigma_a = 5.0 \text{ N/mm}^2$
$S_1 > 8$		$\Delta \sigma_a = 5.0 + 0.375 (S_1 - 8.0)$ ただし最大 6.5 N/mm ²	
せん断ひずみ	常 時	$\gamma_{sa} = 70\%$	
	風 時	$\gamma_{wa} = 150\%$	
	地 震 時	レベル 1 地震動	$\gamma_{ea} = 150\%$
		レベル 2 地震動	$\gamma_{ea} = 250\%$
局 部 せん断ひずみ	常時の局部せん断ひずみ	$\gamma_{ta} = \gamma_u / f_a$ $f_a = 1.5$ γ_u : 破断伸びで、 表 2-14 による	
引 張 応 力 度	常 時	$\sigma_{ta} = 0.0 \text{ N/mm}^2$	
	風 時	G6	$\sigma_{ta} = 0.9 \text{ N/mm}^2$
		G8	$\sigma_{ta} = 1.2 \text{ N/mm}^2$
		G10 以上	$\sigma_{ta} = 1.5 \text{ N/mm}^2$
	地 震 時	G6	$\sigma_{ta} = 1.2 \text{ N/mm}^2$
		G8	$\sigma_{ta} = 1.6 \text{ N/mm}^2$
		G10 以上	$\sigma_{ta} = 2.0 \text{ N/mm}^2$

S1 : 一次形状係数 (支承便覧)

<道路橋支承便覧(H16.4) 2.9.1、3.5.1>

(3) 曲線橋においては、上部構造が道示V式（解 16.1.3）を満たす形状を有する場合には、道示V式（16.2.4）により算出されたけたかかり長 $S_{E\theta R}$ が道示V式（16.2.1）及び（16.2.2）による値により得られた桁かかり長のうちいずれか大きい方の値を桁かかり長とすることとされている。（図2-25参照）

曲線橋においては、道示V式（16.2.4）における斜角は、図2-25に示す曲線橋の回転条件を評価するための斜角 θ' を用いる。

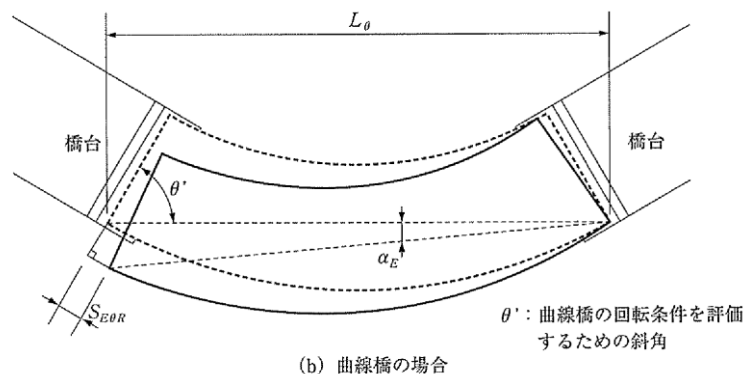


図2-25 曲線橋の移動によるけたかかり長

(4) 条文のけたかかり長を算出する際に、地盤の相対変位 $u_G = \epsilon_G L$ において1橋の中でも地盤条件が異なる場合は、地盤条件のより軟弱な条件で算出するものとする。

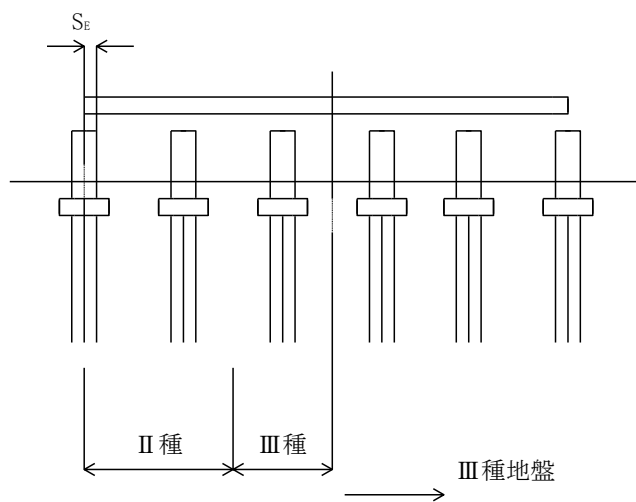


図2-26 地盤条件

第7章 排水装置

7-1 一般

橋面の排水を速やかに行うため、路肩部分に必要な間隔で、十分な排水機能を有する装置を設けるものとする。

7-2 排水柵

- (1) 排水柵本体の材質は、ねずみ鋳鉄品 (FC250) 及び炭素鋼鋳鋼品 (SC450) とする。
- (2) 排水柵の間隔は、原則として設計計算により求めるものとする。
- (3) 高規格幹線道路における排水柵は、原則として長尺排水柵とする。

(1) 排水柵の材料としては、ねずみ鋳鉄品 (FC250) と炭素鋼鋳鋼品 (SC450) が一般的であるが、排水柵上に直接輪荷重が作用することが考えられる場合は、耐荷力の増大を考慮し、炭素鋼鋳鋼品 (SC450) を用いるものとする。

(2) 排水柵の間隔は次式により求めるものとする。

$$L = 2.46 \times 10^8 \times A \times R^{2/3} \times I^{1/2} / (\beta \times \gamma h \times B) \dots\dots\dots \text{式2}$$

—1 ここに、L：排水柵間隔 (m)

A：通水断面積 (m²) (許容通水断面積ではない)

路面排水の通水断面は、側帯までとして車線部は考慮しない。

但し、中央分離帯側は通水断面幅を 1m まで有効とする。

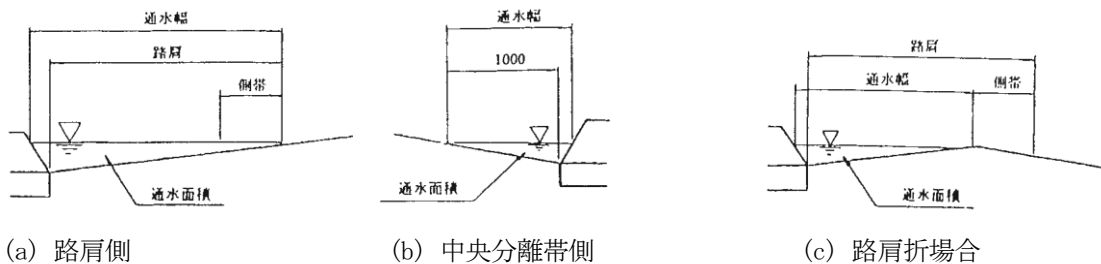


図 2-56 通水断面積

R：径深

I：路面排水縦断勾配

$\beta \times \gamma h$ ：設計降雨強度

高規格道路 → 50mm/h 一般道路 → 80mm/h (福島県)

B：集水柵 (m)

式 2-1 は路面はアスファルト舗装とし、流出係数 $c=0.9$ 、粗度係数 $n=0.013$ 、柵の落下率 $\gamma=1.0$ とし、20%の余裕を見込んだ場合である。

表 2-30-1 伸縮量簡易算定式

橋 種		鋼 橋	鉄筋コンクリート橋	プレストレスト コンクリート橋
伸 縮 量	① 温度変化	0.6ℓ (0.72ℓ)	0.4ℓ (0.5ℓ)	0.4ℓ (0.5ℓ)
	② 乾燥収縮	—	$0.2 \ell \beta$	$0.2 \ell \beta$
	③ クリープ	—	—	$0.4 \ell \beta$
	基本伸縮量 ①+②+③	0.6ℓ (0.72ℓ)	$0.4 \ell + 0.2 \ell \beta$ ($0.5 \ell + 0.2 \ell \beta$)	$0.4 \ell + 0.6 \ell \beta$ ($0.5 \ell + 0.6 \ell \beta$)
	余裕量	基本伸縮量×20%。ただし、最小10mm ※施 工誤差等が大きい場合は別途考慮		

(単位：mm)

ここに、 ℓ = 伸縮桁長 (m)、 β = 低減係数 (表 2-30-2)

表中の () 内は、寒冷な地域に適用。

<道路橋示方書 (H24.3) I 共通編 4.2.2解説>

表 2-30-2 伸縮装置に用いる乾燥収縮およびクリープ簡易低減係数

コンクリートの材齢 (月)	1	3	6	12	24
低減係数 (β)	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

<道路橋示方書 (H24.3) I 共通編 4.2.2解説>

表 2-25 高耐久性コンクリートの仕様

項 目		仕 様
構 造 形 状	上 部 構 造	閉断面の箱げたもしくは中空床版橋。 ^{注2)}
	下 部 構 造	橋脚のみ海上に出し、丸みをつける。
鋼材の純かぶり	上 部 構 造	7cm 以上 (塗装鉄筋使用)、3.5cm 以上 (箱げた内部)
	下 部 構 造	9cm 以上
	ス ペ ー サ	コンクリート本体と同等以上の品質を有するコンクリート製またはモルタル製
コンクリートの配合	水 セ メ ン ト 比	上部構造：43%以下 下部構造：55%以下 (普通ポルトランドセメント：50%以下)
	型 枠	透水性型枠 ^{注5)}
	コンクリート打設	冬期にかからないこと。
	空 気 量	6% (AE 剤添加で粗骨材最大寸法 25mm) 5.5% (粗骨材最大寸法 40mm)
	セメントの種類	高炉セメント (下部構造) ^{注3)} 、ポルトランドセメント
	単位セメント量	330kg/m ³ 以上
	単位水量 ^{注4)}	粗骨材 25mm 以下：単位水量 175kg/m ³ 以下 粗骨材 40mm : 単位水量 165kg/m ³ 以下
エポキシ樹脂塗装鉄筋	上 部 構 造	塗装鉄筋
	下 部 構 造	塗装鉄筋 (たて壁から上)、普通鉄筋 (フーチング)
	加 工 ・ 組 立	切断面等はエポキシ樹脂、樹脂結束筋を用いる。
表 面 被 覆	P C 鋼 材	樹脂被覆された PC 鋼材の使用 定着具等は、防せい処理
耐 食	シ ー ス	インデント形状の硬質ポリエチレン菅
そ の 他	支 承	ゴム支承にて付属鋼材 (アンカー等) は良質のステンレス鋼 (SUS316) の使用、または常温亜鉛溶射等の防食処理
	伸 縮 装 置	ゴム系ジョイントまたは埋設型ジョイント (分散型) とし、埋込み鋼材や露出鋼材は防食処理
	防 水 層	床版上面に耐久性に富む防水層
	排 水	土工での排水処理を原則。橋長が長い場合は、合成樹脂製の排水ます・排水菅

注1) 工場で作成されるプレストレストコンクリート構造は除く。

注2) 隅角部の数が少なく、塩分付着面積を少なくできる箱げたもしくは中空床版等が望ましい。

塩害対策げたについては、第5編 1-5 を参照。

注3) 上部構造に高炉セメントは使用しない。

注4) 単位水量は上部構造に適用する。

注5) 底版型枠など、透水性枠の効果が得にくい部位については適用しなくてもよい。

5-3-2 レベル1地震動の設計水平震度

(1) レベル1地震動の耐震性能照査に用いる設計水平震度は、次式により求めるものとする。

$$K_h = c_z \cdot k_{h0} \quad (\geq 0.10)$$

ここに、 K_h : レベル1地震動の設計水平震度 (小数点以下2けたに丸める)
 c_z : レベル1地震動の地域別補正係数
 k_{h0} : レベル1地震動の設計水平震度の標準値

(2) 同一の設計振動単位においては、同一の設計水平震度を用いることを原則とする。

(3) 土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際しては、下部構造位置における地盤種別に応じて算出される設計水平震度を用いなければならない。

<道路橋示方書(H24.3) V耐震設計編 6.3.3>

(1) レベル1地震動における設計水平震度の標準値 k_{h0} は、表3-9のとおりとする。

設計水平震度の下限値は、実効的に橋の地震被害を防止できない場合が生じることを防ぐために設計水平震度が0.10を下回らないようにするものとする。

表3-9 レベル1地震動の設計水平震度の標準値 (k_{h0})

地盤種別	固有周期 T(s) に対する k_{h0} の値		
I 種	$T < 0.1$ $k_{h0} = 0.431 \cdot T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.16$	$0.1 \leq T \leq 1.1$ $k_{h0} = 0.20$	$1.1 < T$ $k_{h0} = 0.213 \cdot T^{-2/3}$
II 種	$T < 0.2$ $k_{h0} = 0.427 \cdot T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.20$	$0.2 \leq T \leq 1.3$ $k_{h0} = 0.25$	$1.3 < T$ $k_{h0} = 0.298 \cdot T^{-2/3}$
III 種	$T < 0.34$ $k_{h0} = 0.430 \cdot T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.24$	$0.34 \leq T \leq 1.5$ $k_{h0} = 0.30$	$1.5 < T$ $k_{h0} = 0.393 \cdot T^{-2/3}$

<道路橋示方書(H24.3) V耐震設計編 表-6.3.1>

1) 土の重量に起因する慣性力および地震時土圧には、橋の振動特性が大きく影響しないことより、これらの算定に用いる設計水平震度の標準値 (k_{hg0}) は、表3-10のとおりとする。

表3-10 設計水平震度の標準値 (k_{hg0})

耐震設計上の地盤種別	I 種	II 種	III 種
k_{hg0}	0.16	0.20	0.24

2) 土に起因する慣性力とは、逆T式橋台および控え壁橋台において安定計算におけるフーチングの載荷土による慣性力をいうものとする。

3) 箱式橋台およびラーメン式橋台の中詰め土は、安全側の配慮として橋台と同等の設計水平震度を用いて慣性力を算出するものとする。

4) 地域別補正係数 c_z は、本編第3章表3-2に示すとおりとする。

(2) 同一の設計振動単位において、地盤種別が異なった場合には異なった設計水平震度を与えることになるが、同一の設計振動単位においては、同じ地震力を考慮することが望ましい。よって、原則として同

第4章 I げた橋

4-1 断面構成

- (1) フランジの最大幅は、腹板高の 1/3 程度とする。
- (2) フランジの最小幅は 200mm で、かつ腹板高の 1/6 程度とする。
- (3) カバープレートは、原則として使用しないものとする。

(1) フランジ幅を腹板高に比べてあまり大きくすると、せん断遅れによりフランジ断面の応力分布が均一でなくなるおそれがあることから、フランジの最大幅を規定したものである。

(2) フランジの最小幅は、輸送、架設中の剛性確保、支承との取り合い等を考慮して定めたものである。なお、鋼道路橋設計便覧では、1/5 程度としているが、ガイドライン型設計ではフランジ幅を一定とするため、従来より幅を小さくして、鋼重低減を図るものとした。

(3) フランジは、原則として一枚の板で構成するものとする。

4-2 けた端部の張出し長

けた端部の張出し長は、主げた、支承構造、伸縮装置、排水装置、落橋防止システム等を考慮のうえ、決定するものとする。

けた端部の張り出し長は、直橋の場合には表 4-6 に示す値を目安とするが、斜橋の場合には、斜角の影響を加味するものとする。

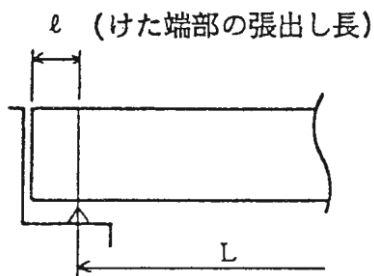


表 4-6 けた端部の張り出し長

支間長 L (m)	張出し長 ℓ (mm)
$L \leq 20$	200~250
$20 < L \leq 30$	250~300
$30 < L$	300~500

3-3-2 PC 鋼材の許容応力度

PC 鋼材の許容引張応力度は表 5-13 のとおりとする。

表 5-13 PC 鋼材の許容引張応力度 (N/mm²)

PC 鋼材の種類			許容引張応力度	プレストレスング中	プレストレスング直後	設計荷重作用時
鋼 線	SWPR1AN SWPR1AL SWPD1N SWPD1L	5mm		1260	1120	960
		7mm		1170	1050	900
		8mm		1125	1015	870
		9mm		1080	980	840
	SWPR1BN SWPR1BL	5mm		1350	1190	1020
		7mm		1260	1120	960
		8mm		1215	1085	930
	鋼 よ り 線	SWPR2N SWPR2L	2.9mm (2本より)		1530	1365
SWPR7AN (7本より) SWPR7AL (7本より)			1305	1190	1020	
SWPR7BN (7本より) SWPR7BL (7本より)			1440	1295	1110	
SWPR19N SWPR19L (19本より)		17.8mm		1440	1295	1110
		19.3mm		1440	1295	1110
		20.3mm		1440	1260	1080
		21.8mm		1440	1260	1080
		28.6mm		1350	1260	1080
鋼 棒	丸棒 A種	2号	SBPR785/1030	706	667	588
		1号	SBPR930/1080	837	756	648
	丸棒 B種	2号	SBPR930/1180	837	790	697

<道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編 3.4>

PC 鋼材の許容引張応力度は道示Ⅲ3.4の規定にもとづいて計算した値を示したものである。

3-7-4 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。

(1) 設計荷重作用時の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、中間横げた間隔が 15m を越える橋梁では、主げた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。

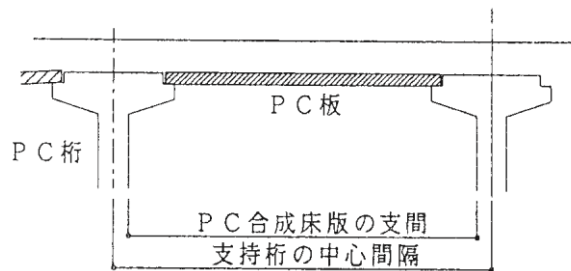


図 5-39 PC 合成床版の支間

(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。主げた中心間隔と合成床版厚は図 5-40 を標準とする。

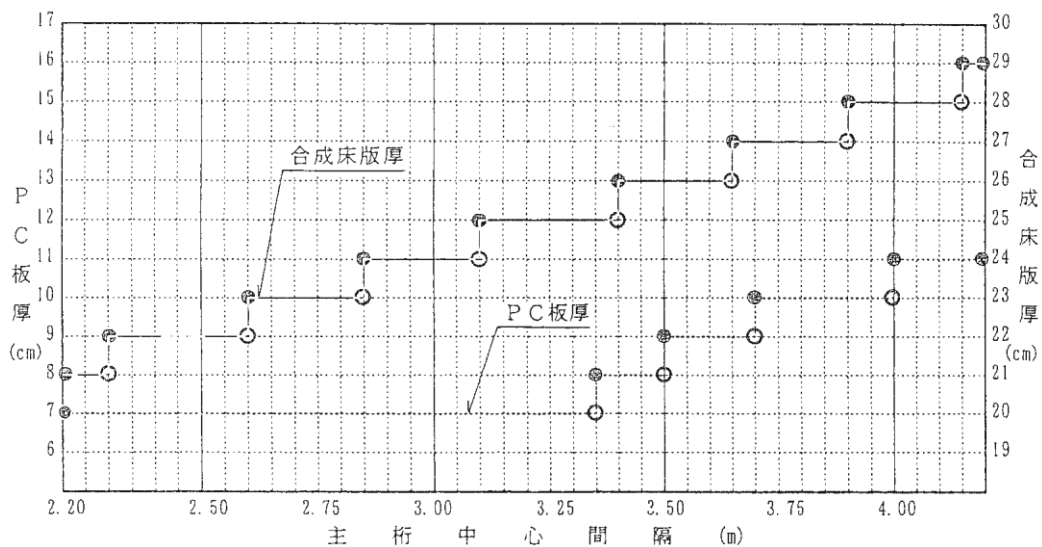


図 5-40 主桁間隔と合成床版厚、PC 板厚の目安

3-9 連続げた橋

3-9-1 断面力の算出

- (1) 連続げたの中間支点の設計曲げモーメントは道示Ⅲ14.3により低減してよいものとする。
- (2) 支点不等沈下が予想される場合は、「第2編 橋梁一般 1-9」によりその影響を考慮するものとする。

<道路橋示方書(H24.3)Ⅲコンクリート橋編 14.3>

- (1) 連続げたの中間支点付近の曲げモーメントは、はり理論ではとがった状態になるが、実際には支承幅、けたの高さ、横げたの影響を受けてなめらかな形状となるため、設計曲げモーメントは道示Ⅲ14.3にしたがい低減させるものとし、この場合の応力度などを照査する断面は、横げたや隔壁を無視した断面としてよいものとする。

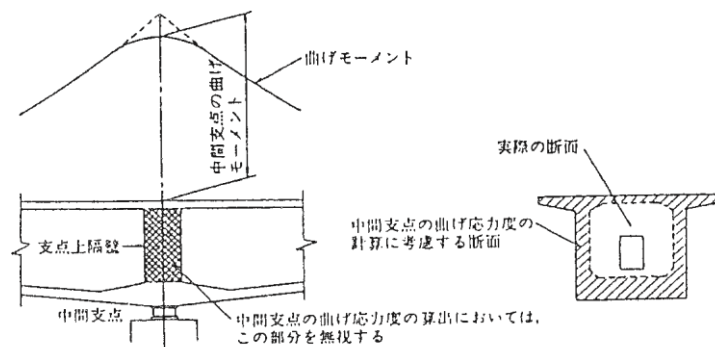


図5-50 応力度などを照査する断面

- (2) 連続げたのような不静定構造物は、基礎の不等沈下が生じないように計画すべきであるが、やむをえず、地盤の圧密沈下などに起因する基礎間の不等沈下が予想される場合には、「第2編 橋梁一般 1-9」により支点移動の影響を考慮するものとする。

3-9-2 支承付近に生じる地震時応力の検討

支承に固定支承や地震時水平力分散支承を用いた場合、支承部に大きな水平力が作用する。この水平力に対して、上部構造がせん断破壊することがないように適切に補強しなくてはならない。

- (1) 端支点の支承に大きな水平力が作用する橋では、図5-51に示すように、上部構造の端部が支承のアンカーボルト近傍からせん断破壊することのないように、PC鋼材および鉄筋の配置について配慮する必要がある。

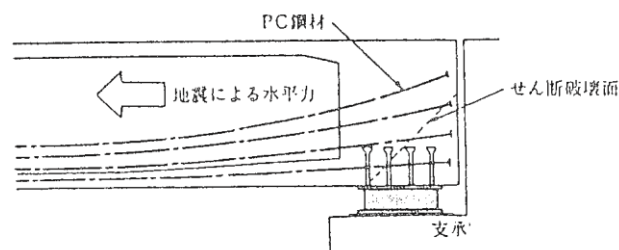


図5-51 支承のアンカーボルト近傍におけるPC鋼材配置の例

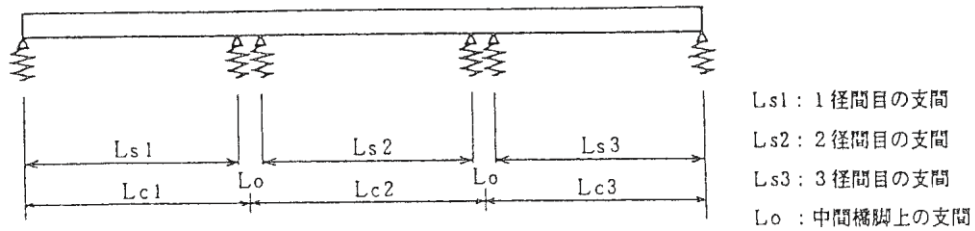


図 5-56 解析モデルと設計支間

(3) 一般の連続げた橋では、中間支点部の負の設計曲げモーメントを道示Ⅲ14.3により低減しているが、プレキャストげた架設方式連続げた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、この低減はおこなわないものとする。

3-10-5 連結部の計算断面

(1) 連結部の設計断面は、図 5-57 に示す横げた中心位置の断面 B-B、横げた前面位置の断面 A-A および断面 C-C とする。

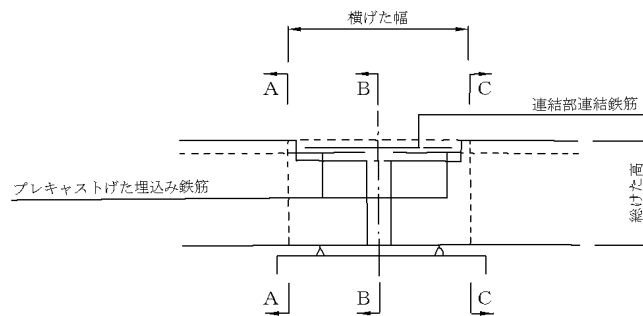
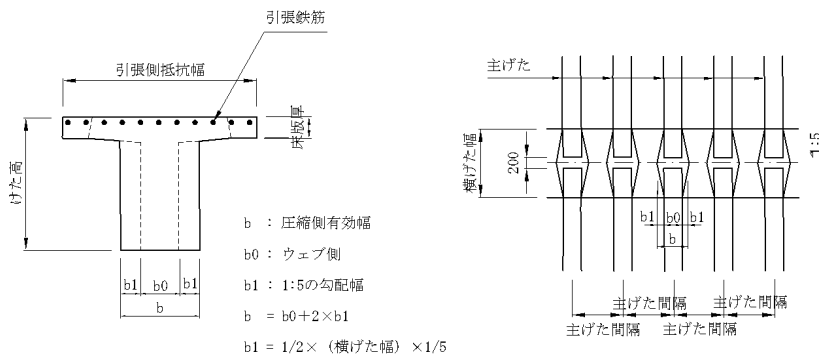


図 5-57 連結部の設計断面

(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 5-58 の実線で示される断面状態とし、下フランジ圧縮側の有効幅は、連結部の横げた前面位置より 1:5 の範囲で考慮してよいものとする。



(a) 横げた中心位置の断面 B-B

3-11-4 構造細目

(1) 斜材付きπ型ラーメン橋の斜材端部の切欠寸法は、図5-68によるものとする。

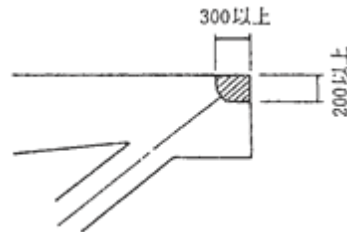


図5-68 斜材端部の切欠寸法

(2) 斜材付きπ型ラーメン橋には、原則として図5-69に示すような小橋台および埋設ジョイントを設けるものとする。

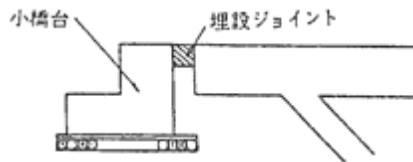


図5-69 小橋台および埋設ジョイント

(3) 横げた幅および斜材厚、垂直材厚は図5-70および表5-18に示す値を標準とする。

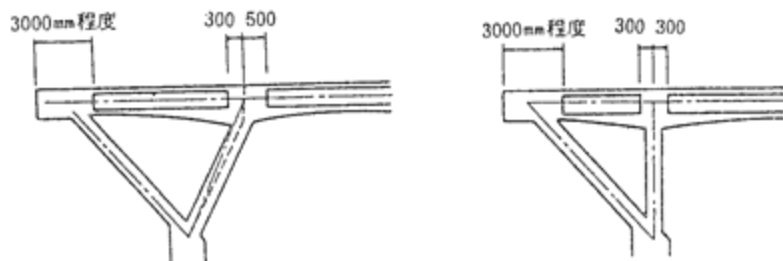


図5-70 横げた幅

表図5-18 斜材および垂直材厚

橋 長	斜 板 厚	垂直材厚
$L \leq 50\text{m}$	300 mm	400 mm
$L > 50\text{m}$	400 mm	500 mm

一般に、斜材付きπ型ラーメン橋の取付部は、基礎の施工にともない、掘削および埋戻しがされることから、小橋台の沈下に十分留意し、取付部の不連続性を防止するとともに、車両の衝撃からPC鋼材定着部を保護するものとする。

第6編 下部工

第1章 材料および許容応力度

1-1 コンクリート

(1) コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck}) および使用区分は、原則として表 6-1 のとおりとする。

表 6-1 コンクリートの設計基準強度と使用区分

設計基準強度	使用区分
$\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$	重力式橋台、半重力式橋台、均しコンクリート
$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	橋台、橋脚、場所打ち杭、深礎杭
$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$	<ul style="list-style-type: none"> 軸方向鉄筋、杭頭接合部の補強鉄筋に D390 又は SD490 の鉄筋を使用する場合 塩害の影響が懸念される地域において、コンクリートの耐久性向上を図る場合

(2) 許容応力度

1) コンクリートの許容応力度は、表 6-2 のとおりとする。

表 6-2 コンクリートの許容応力度

設計基準強度		鉄筋コンクリート		無筋コンクリート
		σ_{ck} (N/mm ²)		
応力度の種類		24	30	18
1. 圧縮応力度	軸圧縮応力度	6.5	8.5	4.5
	曲げ圧縮応力度	8.0	10.0	4.5
2. 曲げ引張応力度		—	—	0.23
3. せん断応力度	コンクリートのみで負担する場合 (τ_{a1})	0.23	0.25	—
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 (τ_{a2})	1.7	1.9	—
	押抜きせん断応力度 (τ_{a3})	0.90	1.00	—
4. 支圧応力度 (σ_{ba})		$0.5\sigma_{ck}$ 以下	$0.5\sigma_{ck}$ 以下	5.4
5. 付着応力度	異形棒鋼	1.6	1.8	—

3) はりなどの設計に用いる活荷重反力算出にあたっての橋軸方向の載荷は、図 6-2 に示す方法によるものとする。

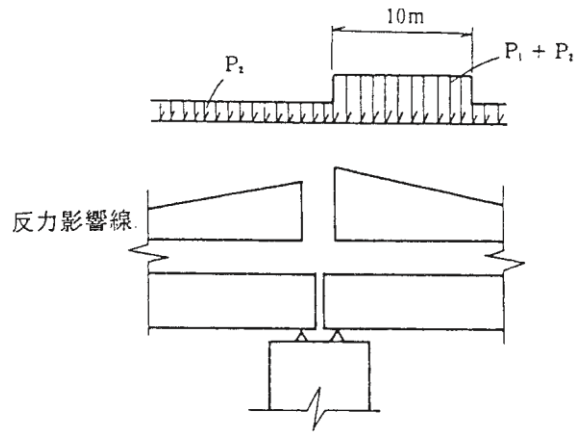


図 6-4 はりなどを設計する場合の活荷重の載荷方法

2-4 橋台に作用する土圧

- (1) 土圧は背面に作用する分布荷重とし、常時は道示 I 2.2.6、地震時は道示 V 6.2.4 によるものとする。
- (2) 常時においては、橋台背面に地表面載荷荷重 10kN/m^2 を考慮するものとする。
- (3) 土圧の作用面は次のとおりとする。
 - 1) 重力式橋台、箱式橋台、およびラーメン式橋台で後フーチングが短い場合は、躯体コンクリート背面とする。
 - 2) 逆 T 式橋台の場合は、安定計算においては後フーチング縁端から鉛直な仮想背面とし、たて壁の設計においては、躯体コンクリート背面とする。

<道路橋示方書 (H24.3) I 共通編 2.2.6、V 耐震設計編 6.2.4>

1) 背面土と土との間の壁面摩擦角 (δ) は、一般的には表 6-15 の値をとってよい。

表 6-15 土圧作用面の周面摩擦角

橋台の種類	計算の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角	
			常時 δ	地震時 δE
重力式橋台	安定計算、 壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0
逆 T 式	安定計算	土と土	ϕ	$\phi/2$
	壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

- 4) 隔壁の設計は、(1)の片持T形ばりの腹版として設計する。隔壁はせん断力を受ける部材として計算するが、算出される鉄筋量が少なくともT形ばりの剛性の確保、乾燥収縮によるひびわれ防止のため、十分な壁厚および鉄筋量を有しなければならない。なお、側壁についても面内方向は隔壁と同様である。
- 5) フーチングの設計は、自重、中詰土砂および地盤反力またはくい反力の作用する4辺固定支持の版として設計する。
- 6) 隔壁、側壁とフーチング、前壁および後壁には結合鉄筋をその結合部に入れる。
- 7) 隔壁、後壁の最小厚さは70cm程度とする。
- 8) 箱式橋台の形状は図6-27を基本形状とする。

- 9) 直接基礎の場合、中詰土砂の高さは安定における支持および滑動の許容値を満足する高さとする。
 支持に対する安定計算時は $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ 、滑動安定計算時は $\gamma = 15\text{kN/m}^3$ とする。

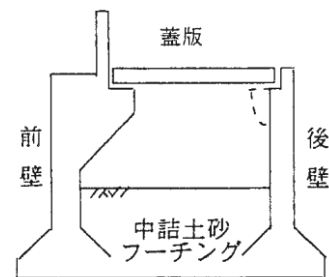


図6-27 箱式橋台

- 10) 杭基礎の場合、慣性力を少なくするために中詰土砂を入れないのが通常である。地下水がある場合はその水位まで揚圧力として作用させるものとする。
- 11) 各部材の寸法単位は、逆T式橋台に準ずるものとする。

3-3-4 重力式橋台

- (1) 躯体壁は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ばりとし、軸力曲げモーメントが作用する無筋コンクリート断面として設計する。
- (2) フーチングは、躯体壁との接合部を固定端とする片持ばりとし、曲げモーメントが作用する無筋コンクリート断面として設計する。

- 1) 重力式橋台は本体の重量を大きくし、躯体断面には圧縮応力だけ生じるように設計する。又、胸壁部、翼壁部が鉄筋コンクリート部材となり、一般躯体部とコンクリート強度が異なるため、設計施工に際しては下図によること。

6) 次の条件をすべて満たすウイングについては静止土圧により設計するものとする。

- イ) 踏掛版が設置されていない。
- ロ) 歩道等が設けられていない。
- ハ) 橋台の前趾とウイングとの角度が 90° 未満である。
- ニ) ウイングの形状が側壁である。

3-3-7 パラペットの設計

- (1) パラペットは、土圧のほか、輪荷重、踏掛版からの荷重あるいは落橋防止構造からの荷重を考慮して設計するものとする。
- (2) パラペットの最小厚は50cmとし、主鉄筋の径は原則としてD16以上とする。
- (3) パラペットとウイングの隅角部にはハンチを設けるものとする。

<道路橋示方書(H24.3)IV下部構造編 8.4.3>

- 1) パラペットに作用する断面力の算定は、道示IV8.4.3によるものとする。
- 2) パラペットの最小厚は原則として50cmとする。ただし、補償道路等で踏掛版を設けない橋台については、最小厚を40cmとしてもよい。
- 3) 主鉄筋はD16mm以上とし、その間隔は250mmを基本としたうえで、鉄筋径と間隔の調整を行うものとする。なお、太径鉄筋を使用する場合や落橋防止構造設置の際は、取り合いを考慮して配筋ピッチ250mmを標準とする。
- 4) パラペット頭部における配筋は伸縮装置とのかね合いを考慮のうえ、その種類に応じた取り合いを明示し、後打ち部鉄筋、補強筋などを定めるものとする。
- 5) 受台
受台の寸法、および配筋は図6-34のとおりとする。

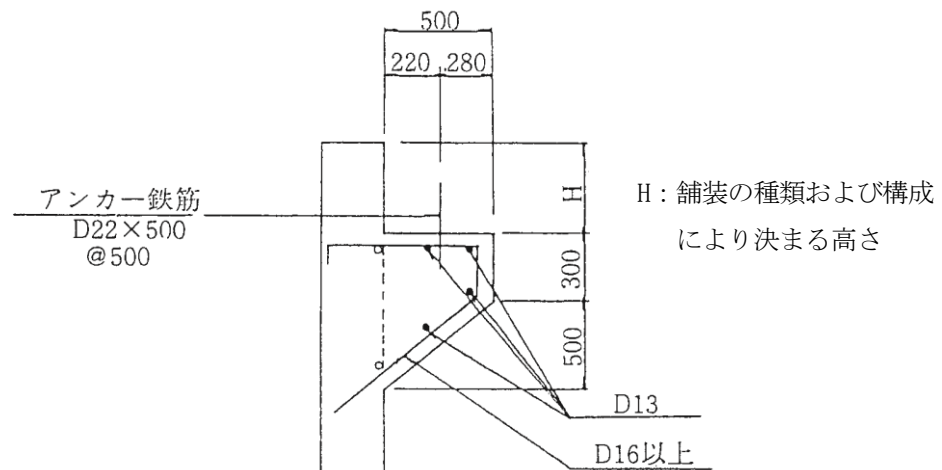


図6-34 受台の配筋

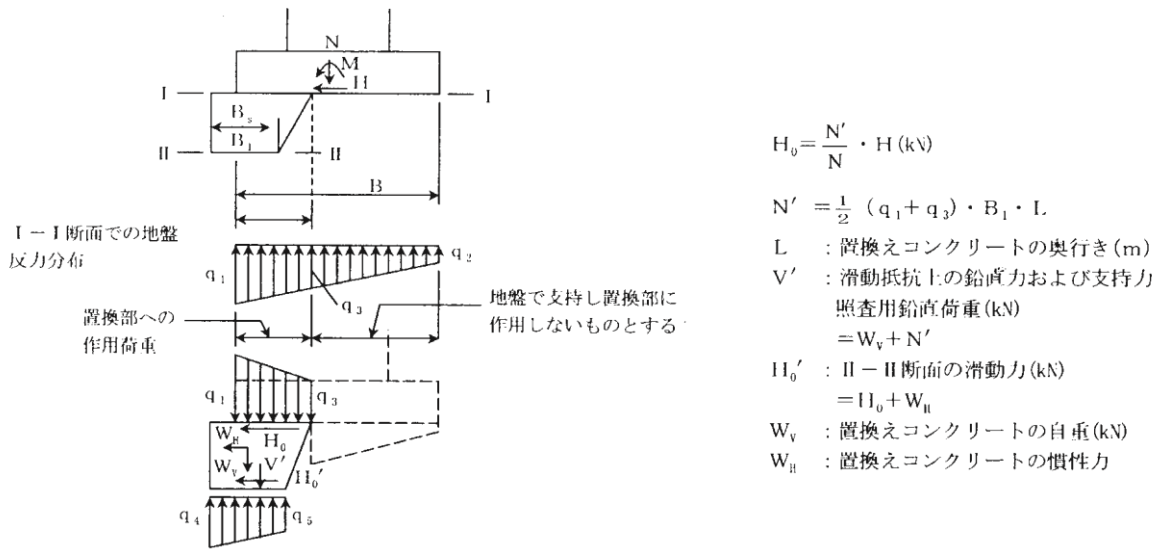


図 6-111 置換え基礎の安定照査

(5)

1) 斜面上の基礎の鉛直支持力は以下の式から求める。

$$R_U = A' \cdot q_f$$

q_f : 荷重の偏心傾斜および斜面上の基礎で天端余裕幅を考慮した基礎地盤の極限鉛直支持力度 (kN/m²)

$$q_f = (q_d - q_{b0}) / R \times b / B' + q_{b0}$$

q_d : 水平地盤における極限鉛直支持力度 (kN/m²)

q_{b0} : 斜面上の基礎において荷重端がのり肩にある状態 ($b=0$) での極限鉛直支持力度 (kN/m²)。基礎地盤が平坦な場合には $q_f = q_{b0}$ となる。ただし、段切り基礎の場合、 q_{b0} は以下の式から求める。

$$q_{b0} = n \cdot q' = \eta \{ \alpha c N_c (c^*)^2 + \eta / 2 \cdot \beta \gamma B' N_\gamma (B^*)^\mu \}$$

R : 水平地盤におけるすべり面縁端と荷重端との距離と載荷幅との比 ($R = \gamma' / B'$)。せん断抵抗角 ϕ より求める (図 6-111-1 から求める)。

B : 斜面上の基礎における前面余裕幅 (m)

B' : 有効載荷幅 (m) $B' = B - 2e_B$

e_B : 偏心距離 (m)

R_U : 極限支持力 (kN)

A' : 有効載荷面積 (m²)。道示 IV 10.3.1 の式 (10.3.1) に用いられる有効断面積の算定方法により求める)

N_c, N_γ : 図 6-b ~ 図 6-m に示す荷重傾斜を考慮した支持力係数で基礎地盤のせん断抵抗角 (ϕ)、傾斜荷重の傾斜 (θ)、斜面傾斜 (β') より求まる。

α, β : 基礎の形状係数。道示 IV 表一解 10.3.3 による。

4-4-10 場所打ち杭（深礎杭を除く）

(1) 杭径は原則として、表 6-47 のとおりとする。

表 6-47 場所打ち杭（深礎杭を除く）の杭径

工 法	杭 径 (mm)
オールケーシング工法	1.0、1.2、1.5、2.0
リバーズ工法	
アースドリル工法	

(2) 杭の主鉄筋断面変化は、図 6-129 によるものとし、断面変化設計フローを図 6-132 に示した。

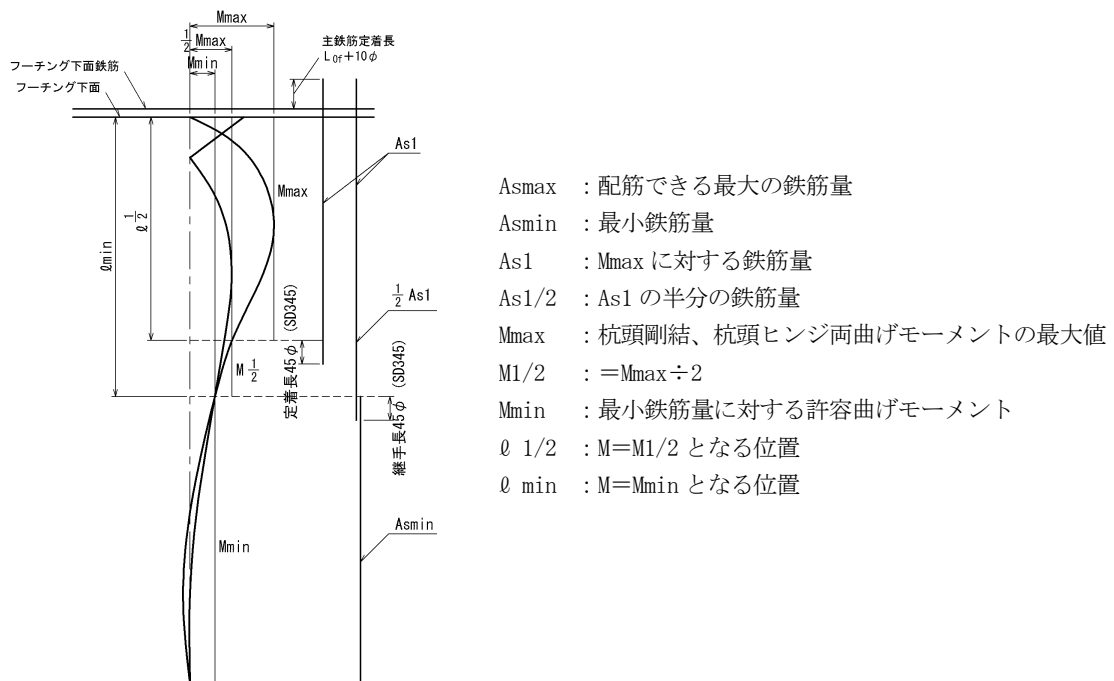


図 6-129 主鉄筋断面変化

(3) 鉄筋の配置は、次によるものとする。

1) 主鉄筋は原則として一重配筋とし、鉄筋量、寸法、間隔などは表 6-48 によるものとする。

表 6-48 主鉄筋

項 目	最大	最小
鉄 筋 比 (%)	6	0.4
鉄 筋 径 (mm)	一般には D35 程度	D22
鉄筋純間隔 (mm)	300※	鉄筋径の 2 倍以上、 または 8cm 以上
鉄 筋 長 (m)	12.0	3.5
鉄筋のかぶり	12cm	

※は鉄筋中心間隔を表す。

2) 帯鉄筋は杭径に応じ表 6-49 に示す鉄筋量の外、橋脚基礎では地震時保有水平耐力の照査で決定するものとし、図 6-130 により配置するものとする。

表 6-49 帯鉄筋の径の目安

杭径 (m)	帯鉄筋の径 (mm)
1.0	D16
1.2	D16
1.5	D19
2.0	D22

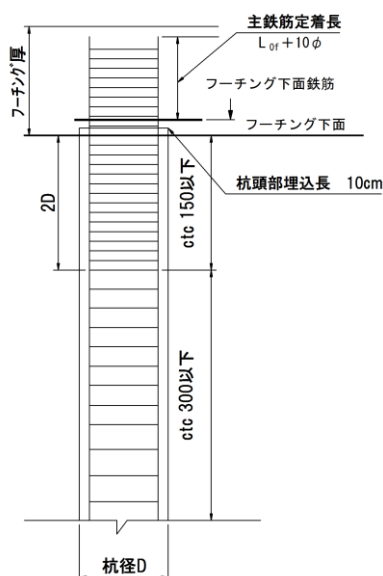


図 6-130 帯鉄筋の配置

3) オールケーシング工法では、杭先端に井げた状に組んだ鉄筋を配置するものとする。

<道路橋示方書 (H24. 3) IV 下部構造編 12. 11. 2>

<杭基礎設計便覧 (H27. 4) III 2-6-5、7-4>

(1) アースドリル工法で素掘りの場合の杭径は、公称径を設計径としてよいが、孔壁の崩壊防止のため人工泥水（安定液）を使用する場合には、設計径は公称径より 5cm を差し引いた値とする。

(2) 杭の主鉄筋断面変化をおこなう際のフローは、図 6-132 のとおりとする。

なお、施工時における鉄筋かごの座屈や変形等が生じないように配慮して、各断面 1 回の断面変化における鉄筋量は、1/2 程度以上の鉄筋量を確保するのが望ましい。

(3)

1) 配筋に際しては、次の事項に留意するものとする。

イ) 主鉄筋の最小純間隔は、水中コンクリートの充填性を考慮し、最大粗骨材径を 40mm として算定したものである。

ロ) 鉄筋の重ね継手長は 45ϕ とする。

1-4-7 慣用法に用いる土圧

- (1) 慣用法に用いる土圧は、掘削深さが 10m 以下の場合に用いるものとする。設計手法の分類は、「2-1-2」を参照する。
- (2) 土留め壁の根入れ長の計算に用いる土圧には、ランキン・レザールの土圧を用いるものとする。ランキン・レザールの土圧は次式で与えられる。

$$p_a = K_a (\sum \gamma h + q) - 2c\sqrt{K_a} \dots \dots \dots \text{式 (7-1)}$$

$$p_p = K_p (\sum \gamma h') + 2c\sqrt{K_p} \dots \dots \dots \text{式 (7-2)}$$

- p_a : 主働土圧 (kN/m²)
- p_p : 受働土圧 (kN/m²)
- K_a : 着目点における地盤の主働土圧係数 $K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$
- K_p : 着目点における地盤の受働土圧係数 $K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$
- ϕ : 着目点における土のせん断抵抗角 (度)
- $\sum \gamma h$: 着目点における主働側の有効土かぶり圧 (kN/m²)
- $\sum \gamma h'$: 着目点における受働側の有効土かぶり圧 (kN/m²)
- γ : 各層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m³) で、
地下水位以下は水中単位体積重量を用いる。
- h : 着目点までの主働側の各層の層厚 (m)
- h' : 着目点までの受働側の各層の層厚 (m)
- q : 地表面での上載荷重 (10kN/m²)
- c : 着目点における土の粘着力 (kN/m²)

ただし、粘性土地盤の主働土圧の下限値は図 7-6 に示すように $P_a = 0.3 \gamma h$ とし、算出した土圧と比較して大きい方を用いるものとする。この土圧の下限値には、地表面での上載荷重 q は考慮しなくてもよい。

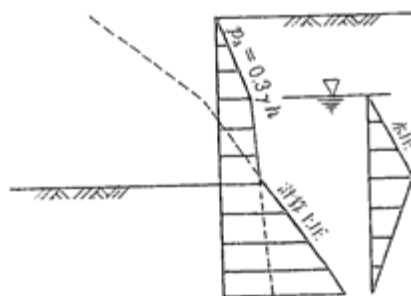


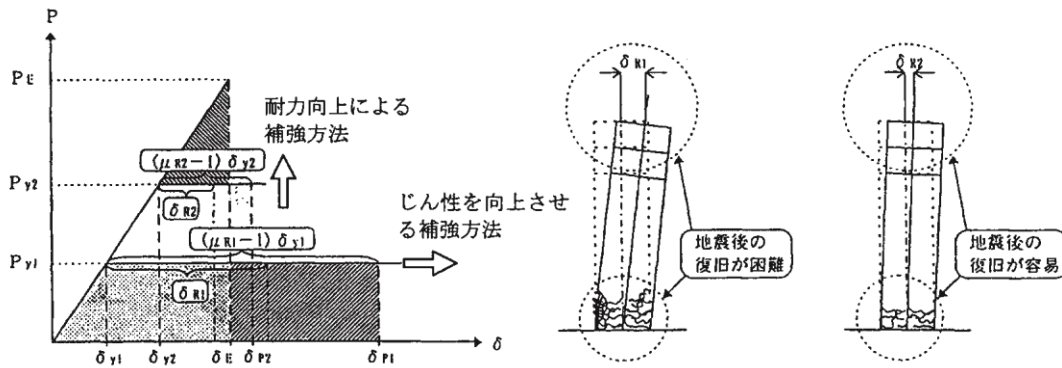
図 7-6 粘性土地盤の主働側圧の考え方

2-2 橋脚の耐震補強設計

2-2-1 設計の基本

既設橋梁の橋脚補強では、じん性を向上させてねばり強い構造とし、基礎が支持できる範囲内で所定の躯体耐力向上を図ることを基本として、じん性と耐力の向上をバランスさせた工法を検討するものとする。

橋脚躯体の地震時保有水平耐力を向上させると、大きな地震力を受けた場合に、橋脚躯体から基礎構造物に伝わる地震力も大きくなり、基礎も含めた大規模な補強が必要になる可能性がある。したがって、基礎への影響を最小限に抑制するためには、橋脚のじん性を向上させて耐力が過度に上がらないような工法が望ましいとされる。しかし、橋脚躯体にじん性だけを期待すると、下図に示すように大規模な地震後に橋脚躯体に大きな残留変位が生じて復旧が困難になることが考えられる。以上から基礎が支持できる範囲内で所定の橋脚躯体耐力の向上を図り、じん性と耐力の向上をバランスさせる工法を採用するものとする。



降伏水平耐力： $P_{y1} < P_{y2}$

基礎への影響：小 < 大 許容

塑性変位： $\delta_{p1} > \delta_{p2}$

図 8-2 降伏水平耐力と許容塑性変位の関係