

北海道における コンクリート橋および橋梁下部構造の 設計の手引き



北海道土木技術会コンクリート研究委員会

発刊にあたって

コンクリート橋は、その構造形式や定着工法、架設工法等に応じて、高度な技術的知識と経験に基づいた慎重な設計、施工が要求される。とりわけ、北海道は積雪寒冷地であるため、雪荷重、温度変化、耐久性等特に配慮しなければならない事項が多い。

一方、橋梁の長大化、多様化にともない、下部構造も大型化、複雑化してきており、設計にあたっては高度な技術的判断が必要になる場合が少なくない。

コンクリート橋および橋梁下部構造の技術基準としては、道路橋示方書や各種設計、施工便覧が整備されているが、本書はこれらを補完し、あわせて北海道特有の問題に対しても詳述したものである。

本書は、北海道土木技術会コンクリート研究委員会に設置された設計仕様小委員会において、上部工分科会及び下部工分科会で審議された結果をとりまとめたものであるが、各発注機関によりその運用が異なる部分もあり、十分協議して用いていただきたい。

最後に、本書が広く活用され、北海道の橋梁技術の進展に少なからず寄与できれば幸いである。

平成 7 年 6 月

北海道土木技術会 コンクリート研究委員会
委員 長 角 田 與史雄

運 用 に あ た っ て

本書は、道路橋示方書や各種設計、施工便覧等の技術基準を補完し、あわせて北海道特有の問題に対しても詳述したものである。

平成3年度より上部工分科会、下部工分科会で検討した結果をとりまとめ、設計仕様小委員会の審議を経て、このたび「北海道におけるコンクリート橋および橋梁下部構造の設計の手引き」として刊行するに至った次第である。

本書の主な内容は次のとおりである。

I 上部工編

- ① P C 鋼より線の初期引張応力度に対する余裕値の考え方を示した。
- ② 中空床版橋について、断面最小寸法を示した。
- ③ 箱げた橋について、中間横げた及び隔壁の標準形状を示すとともに、床版応力度の照査方法、鉄筋の標準かぶりを示した。
- ④ 片持架設工法における仮固定部について、検討方法及び構造細目を示した。また、片持床版先端付近の引張応力改善のための P C 鋼材配置方法について示した。
- ⑤ その他、支承に作用する負の反力の考え方、衝突荷重が片持床版に与える影響について、標準的な考え方を示した。

II 下部工編

- ① 橋台・橋脚について、設計一般の考え方、形式選定図、許容応力度、構造細目等を示した。
- ② 箱式橋台について、作用土圧の考え方、形状寸法、部材設計手法等を示した。
- ③ I セクション橋脚について、形状寸法、有効断面、構造細目等を示した。
- ④ 斜面上の直接基礎について、天端余裕幅と置き換えコンクリートの形状を示した。
- ⑤ 杭基礎について、薄層や岩盤層に支持される場合の支持力算定法を示した。
- ⑥ 深礎杭について、作用土圧の考え方、杭の天端位置、段差フーチングの場合の段差高等を示した。
- ⑦ 耐震設計について、落橋防止装置の考え方を示した。

なお、本書に規定した内容については、各発注機関によりその運用が異なる部分もあり、運用にあたっては十分協議していただきたい。また、橋梁技術の進歩には著しいものがあり、本書の内容もそれに合わせて改訂しなければならないと考えている。関係各位の忌憚のないご意見を期待する次第である。

最後に、本書がコンクリート橋及び橋梁下部構造の設計・施工に携わる橋梁技術者に適切に活用され、北海道の橋梁技術向上の一助となれば幸いである。

平成7年6月

北海道土木技術会 コンクリート研究委員会
設計仕様小委員会 委員長 川 崎 博 巳

コンクリート研究委員会設計仕様小委員会名簿

委員長	○川崎博巳	(北海道開発局 道路建設課)
前委員長	上田正昭	(北海道開発局 道路建設課)
副委員長	○幡本篤	(北海道開発局 道路建設課)
前副委員長	福本淳	(北海道開発局 道路建設課)
委員	○角田與史雄	(北海道大学工学部)
	○佐伯昇	(北海道大学工学部)
	○上田多門	(北海道大学工学部)
	○堺孝司	(北海道開発局 開発土木研究所)
	○佐藤昌志	(北海道開発局 開発土木研究所)
	中野修	(北海道開発局 開発土木研究所)
	○日下部祐基	(北海道開発局 開発土木研究所)
	○別宮邦紀	(北海道開発局 道路建設課)
	丹野次男	(北海道開発局 道路建設課)
	○中村明治	(北海道開発局 札幌開発建設部)
	三浦智	(北海道開発局 札幌開発建設部)
	○豊田義明	(北海道開発局 小樽開発建設部)
	佐藤睦治	(北海道開発局 小樽開発建設部)
	○西村克弘	(北海道開発局 室蘭開発建設部)
	多田秀一	(北海道開発局 室蘭開発建設部)
	○神林孝次	(北海道開発局 旭川開発建設部)
	和田忠幸	(北海道開発局 旭川開発建設部)
	葛西聡	(北海道開発局 旭川開発建設部)
	○高橋昭一	(日本道路公団 札幌建設局)
	太田哲司	(日本道路公団 札幌建設局)
	○村口明	(北海道土木部 道路課)
	伊藤俊孝	(北海道土木部 道路課)
	長尾博志	(北海道土木部 道路課)
	○有澤貴博	(北海道土木部 道路課)
	種田弘道	(北海道土木部 道路課)
	○堀内徹	(札幌市土木部 街路建設課)
	○九里忠正	(北海道開発コンサルタント(株))

委員（事務局）	○花田真吉	（北海道開発コンサルタント㈱）
委員	○葛西章	（北海道開発コンサルタント㈱）
	山口光男	（北海道開発コンサルタント㈱）
	○松崎丘	（北海道開発コンサルタント㈱）
	○井上雅弘	（北海道開発コンサルタント㈱）
	○五十嵐義行	（北海道開発コンサルタント㈱）
	○田村恒視	（㈱構研エンジニアリング）
	○木村和之	（㈱構研エンジニアリング）
	○牛渡裕二	（㈱構研エンジニアリング）
	○植村豊樹	（㈱構研エンジニアリング）
	○柳田孝彦	（㈱構研エンジニアリング）
	○児玉佐美雄	（日本工営㈱）
	○功刀和也	（日本工営㈱）
	○大野和彦	（中央コンサルタンツ㈱）
	○菅勝司	（中央コンサルタンツ㈱）
	○鈴木充博	（中央コンサルタンツ㈱）
	○鷲尾昭夫	（㈱開発工営社）
	○入山博志	（北海道土木設計㈱）
	○鈴木孝之	（㈱開発調査研究所）
	○堂野賢治	（ドーピー建設工業㈱）
	○山崎通人	（ドーピー建設工業㈱）
	大平雅司	（ドーピー建設工業㈱）
	○秦滋康	（日本高圧コンクリート㈱）
	○檜福浄	（日本高圧コンクリート㈱）
	○照沼英彦	（日本高圧コンクリート㈱）
	○新井英雄	（住友建設㈱）
	本間秀世	（住友建設㈱）
	○金井真	（住友建設㈱）
	○脇本優	（㈱ピーエス）
	○宮崎健	（オリエンタル建設㈱）
	○野口恒夫	（清水建設㈱）
	○中野泰宏	（㈱地崎工業）

上部工編目次

1. 一般	1
1.1 定着工法の選	1
1.2 PC 鋼より線の初期引張応力度	3
2. 中空床版橋	4
2.1 断面寸法	4
2.2 円筒型枠形状	5
3. 箱げた橋	6
3.1 中間横げたおよび隔壁	6
3.2 床版の応力度	7
3.3 鉄筋のかぶり	8
4. 片持架設工法	9
4.1 仮固定部の検討	9
4.1.1 検討項目	9
4.1.2 荷重	10
4.1.3 施工時の構造系	11
4.1.4 荷重の組合せ	11
4.1.5 許容応力度の割増し係数	12
4.1.6 仮固定鋼棒の検討	13
4.1.7 仮支承コンクリートの検討	14
4.1.8 橋脚天端の支圧応力度	14
4.1.9 水平ストッパーの検討	15
4.1.10 構造細目	16
4.2 床版先端部 PC 鋼材配置	17
5. その他	19
5.1 支承に作用する負の反力	19
5.2 衝突荷重が片持床版に与える影響	21
5.2.1 片持床版 (RC および PC) の設計に用いる荷重の組合せ	21
5.2.2 橋梁用車輛防護柵に衝突する車輛が片持床版に与える影響	23

下部工編目次

1. 橋台・橋脚の設計	29
1.1 設計一般	29
1.1.1 浮力、水位の考え方	29
1.1.2 可動橋脚の設計における温度変化の影響	30
1.1.3 橋台全面を護岸する場合の前趾土破り荷重	31
1.1.4 逆T式、ラーメン、箱式橋台における土圧作用面	31
1.1.5 重力式橋台における土圧作用面	32
1.1.6 翼壁の設計土圧	33
1.1.7 橋台付擁壁の取扱い	33
1.2 橋台及び橋脚の形式選定	34
1.3 許容応力度	36
1.3.1 常時における設計水位以下の鉄筋許容応力度	36
1.3.2 ラーメン、箱式橋台の形状及び許容応力度	36
1.4 箱式橋台の設計	38
1.4.1 設計一般	38
1.4.2 箱式橋台に作用する土圧	39
1.4.3 形状寸法の決定	40
1.4.4 部材の設計	42
1.4.5 その他の細目	53
1.5 Iセクション橋脚の設計	55
1.5.1 形状寸法	55
1.5.2 有効断面及び断面変化位置	56
1.5.3 Iセクション橋脚の柱の配筋	57
1.6 構造細目	60
1.6.1 逆T式橋台の形状寸法	60
1.6.2 架け違い橋脚の沓座緑端距離	61
1.6.3 橋座の排水勾配	62
1.6.4 伸縮装置の誘導板設置におけるパラペットの構造	63
1.6.5 最小鉄筋量及び最大鉄筋量	64
1.6.6 パラペット頂部の配筋	69
1.7 基礎の設計	70
1.7.1 フーチングの根入れ深さ	70
1.7.2 斜面上の直接基礎の天端余裕幅	70
1.7.3 置換えコンクリート	71
2. 杭基礎の設計	73
2.1 杭の施工方法	73
2.2 杭の配列	73
2.3 杭の軸方向バネ定数	74
2.4 薄層に支持される杭	75
2.5 岩盤を支持層とする杭	75
2.6 場所打ち杭の杭本体の設計	76
2.7 鋼管杭中詰めコンクリート打設時吊り型枠	76
3. 深礎杭の設計	77
3.1 土圧計算時の壁面摩擦角の考え方	77
3.2 深礎杭の本数	77
3.3 深礎杭の天端位置	78
3.4 段差フーチングの場合の段差の目安	78
4. 耐震設計	80
4.1 落橋防止装置	80

上 部 工 編

1. 一 般

1.1 定着工法の選定

プレストレストコンクリート定着工法には各種のものがあ、選定にあたっては、各工法の特性を十分に把握するとともに、経済性および施工性を考慮して総合的に判断しなければならない。

各種定着工法のうち、比較的実績の多い工法については、P C 鋼材の構成、許容応力度、セツト量などを表-1.1 P C 定着工法別比較表に示す。

【解 説】

現在使用されているプレストレストコンクリート定着工法は、24工法の多岐にわたり、工法名だけでは、その特性がわかりにくくなっており、また複雑化している。

そこで、現在比較的実績の多い工法については、表-1.1 P C 定着工法別比較表に主な特性をまとめた。

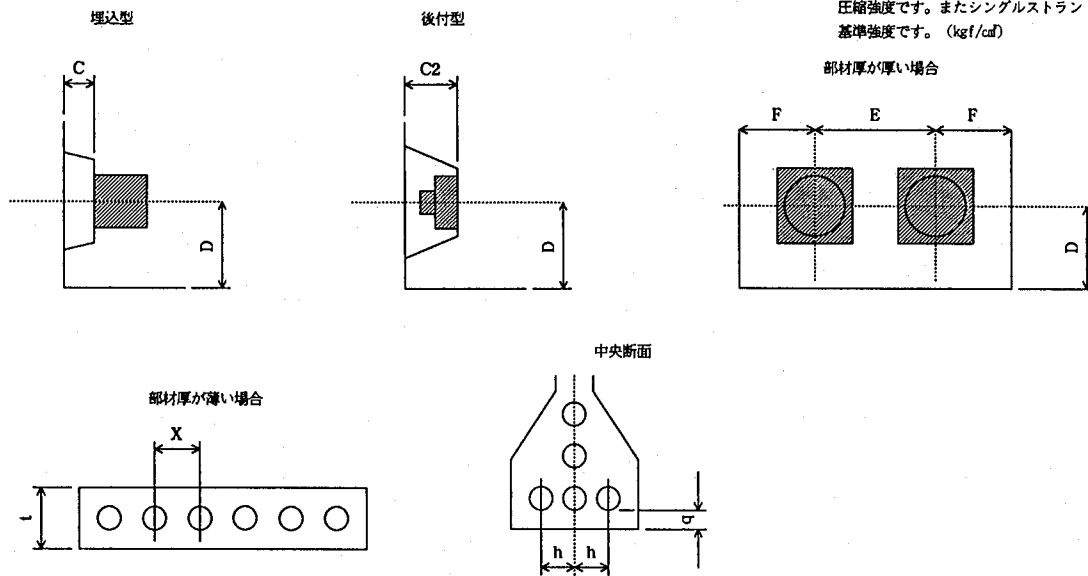
なお、各工法の詳細については、平成3年3月発刊のコンクリートライブラリー66「プレストレストコンクリート工法 設計施工指針」（土木学会）を参照されたい。

表-1.1 P C 定着工法別比較表

定 着 工 法	緊張材の 共通表示	緊張材の呼称	公 称	単 位	シ ス 径		P C鋼材許容引張応力度			セ ッ ト 量	定 着 具 の か ぶ り							導 入 入 縮 時 強 の 度	シ ス の 距 離		
			断面積	重 量	コンクリート	コンクリート	プレ ス	プレ ス	設 計		C	C 2	D	E	F	X	t		f c'	q	h
					の打設前に鋼材挿入の場合	の打設後に鋼材挿入の場合	ト ラ ン グ 中	ト ラ ン グ 直 後	荷 重 作 用 時												
			mm²	kg/fm		mm				mm											
普通鋼棒		SBPR785/930φ23	415.5	3.26	φ30		72.0	66.5	57.0	0	120										
		SBPR930/1080φ23	415.5	3.26	φ30		85.5	77.0	68.0	0	120										
		SBPR785/930φ26	530.9	4.17	φ32		72.0	66.5	57.0	0	131										
		SBPR930/1080φ26	530.9	4.17	φ32		85.5	77.0	68.0	0	131										
ディ ビ ダ ー ク	1 B26A 2	SBPR785/1030φ28	530.9	4.17	φ32		72.0	68.0	60.0	0	75		100	175	100			260		65	
	1 B26B 2	SBPR930/1180φ26	530.9	4.17	φ32		85.5	80.7	71.2	0	75		115	175	115			260		65	
	1 B32A 2	SBPR785/1030φ32	804.2	6.31	φ38		72.0	68.0	60.0	0	145		125	220	125			260		75	
	1 B32B 2	SBPR930/1180φ32	804.2	6.31	φ38		85.5	80.7	71.2	0	145		135	220	135			260		75	
	5 S15.2B	6 B05	693.5	5.51	φ55	φ80	144.0	133.0	114.0	5	80		145	250	145			270			
	12S15.2B	6 B12	1664	13.21	φ75	φ80	144.0	133.0	114.0	5	140		205	370	205			270			
	12W5	12φ5	235.7	1.85	φ35		130.5	115.5	99.0	4	70		80	120	80	240	160	230	40	70	
	12W7	12φ7	461.8	3.63	φ45		121.5	108.5	93.0	5	70		100	140	100	300	200	270	50	80	
レ シ ン グ	12W8	12φ8	603.2	4.74	φ50		117.0	105.0	90.0	6	80		115	180	115	346	230	250	60	85	
	7 S12.7B	7 T12.7	691.0	5.42	φ60		144.0	133.0	114.0	4	120		140	220	140			270	60	90	
	12S12.4A	12T12.4 (M220)	1115	8.75	φ65	φ70	135.0	122.5	105.0	7	150		180	270	180	540	360	270	70	110	
	12S12.7B	12T12.7 (M220)	1185	9.29	φ65	φ70	144.0	133.0	114.0	8	150		180	270	180	540	360	270	70	110	
	12S15.2A	12T15.2 (A)	1664	13.21	φ75	φ80	135.0	122.5	105.0	11	150		220	350	220	660	440	290	80	120	
	12S15.2B	12T15.2 (B)	1664	13.21	φ75	φ80	144.0	133.0	114.0	11	150		220	350	220	660	440	290	80	120	
	7 S 9.5B	F70	383.9	3.04	φ35	φ55	144.0	133.0	114.0	0			115	180	115			270			
	7 S11.1B	F100	519.3	4.09	φ40	φ65	144.0	133.0	114.0	0			130	210	130			270			
S E E L	7 S12.7B	F130	691.0	5.45	φ45	φ75	144.0	133.0	114.0	0			155	260	155			270			
	7 S15.2A	F170	970.9	7.75	φ55	φ85	135.0	122.5	105.0	0			160	270	160			270			
	19S 9.5B	F200	1042	8.77	φ55	φ95	144.0	133.0	114.0	0			165	280	165			270			
	19S11.1B	F270	1410	11.78	φ65	φ105	144.0	133.0	114.0	0			190	330	190			270			
	19S12.7B	F360	1875	15.70	φ70	φ130	144.0	133.0	114.0	0			205	360	205			270			
	7 S12.7B	7 T13B	691.0	5.42	φ50	φ55	144.0	133.0	114.0	4			140	230	140			300			
	12S12.7B	12T13B	1185	9.29	φ65	φ70	144.0	133.0	114.0	4			170	290	170			300			
	12S15.2B	12T15B	1664	13.21	φ75	φ80	144.0	133.0	114.0	5			200	350	200			270			
V S L	7 S12.4A	5 A-7	650.3	5.10	φ50	φ55	135.0	122.5	105.0	6	130		135	230	135			270			
	12S12.4A	5 A-12	1115	8.75	φ65	φ70	135.0	122.5	105.0	6	130		165	290	165			270			
	19S12.4A	5 A-19	1765	13.85	φ80	φ85	135.0	122.5	105.0	6	145		206	365	206			270			
	31S12.4A	5 A-31	2880	22.60	φ100	φ100	135.0	122.5	105.0	6	170		245	450	245			270			
	7 S12.7B	5 B-7	691.0	5.42	φ50	φ55	144.0	133.0	114.0	6	130		135	230	135			270			
	12S12.7B	5 B-12	1185	9.29	φ65	φ70	144.0	133.0	114.0	6	130		165	290	165			270			
	12S15.2B	6 B-12	1664	13.21	φ75	φ80	144.0	133.0	114.0	6	150		195	350	195			270			
	1 S17.8	1 T17.8	208.4	1.65	φ26	φ32	144.0	133.0	114.0	3	130	155	80	130	80	180	150	300			
シル ラ ン ス ン グ ト ド	1 S19.3	1 T19.3	243.7	1.93	φ28	φ32	144.0	133.0	114.0	3.5	135	160	100	150	100	220	170	300			
	1 S21.8	1 T21.8	312.9	2.48	φ35	φ38	144.0	129.5	111.0	4	145	175	120	170	120	270	200	300			
アイ ソ ン ダ ン	12S 9.5B	12B9.5	658.1	5.18	φ50		144.0	133.0	114.0	7				200	120			270			
	12S11.1B	12B11.1	890.3	6.96	φ60		144.0	133.0	114.0	12				230	145			270			
	12S12.4A	12A12.4	1115	8.75	φ65		135.0	122.5	105.0	12				260	160			270			
	12S12.7B	12B12.7	1185	9.29	φ65		144.0	133.0	114.0	13				260	160			270			

★詳細はコンクリートライブラリー-68号指針を参照してください。

注：f'c = プレストレスを与えてよい定着部付近の圧縮強度です。またシングルストランドは設計基準強度です。(kgf/cm²)



1.2 P C 鋼より線の初期引張応力度

設計計算に用いる P C 鋼より線の初期引張応力度 σ_{pi} (P C 鋼材のジャッキの位置の引張応力度) は、ジャッキの内部摩擦や定着具内部の摩擦を考え、許容値に対し多少の余裕を持った値とするのがよい。

【解 説】

主鋼材として用いられる P C 鋼より線のプレストressing 中の許容応力度は、道示Ⅲ 3.3.2 P C 鋼材の許容応力度 表－解 3.3.1 によると、 $135\text{kgf}/\text{mm}^2$ (A 種) および $144\text{kgf}/\text{mm}^2$ (B 種) である。

しかし、本文に述べた理由により、許容値に対し余裕を持った値を初期引張応力度とするのがよい。過去の設計例によると、初期引張応力度は次の範囲にあるものが多い。

A 種 P C 鋼より線 $\sigma_{pi} = 120 \sim 128\text{kgf}/\text{mm}^2$ (12S12.4A , 12S15.2A など)

B 種 P C 鋼より線 $\sigma_{pi} = 130 \sim 135\text{kgf}/\text{mm}^2$ (12S12.7B , 12S15.2B など)

上記範囲の中でも、一般にプレストressing 中の許容値から約 $10\text{kgf}/\text{mm}^2$ 程度の余裕を見込んだ値を、初期引張応力度として設計計算に用いる事例が多い。

なお、ポストテンション方式 P C 単純 T げた橋のように、標準設計が定められているものについては、標準設計を参考にするのがよい。

2. 中空床版橋

2.1 断面寸法

場所打ち中空床版橋の断面寸法は、図-2.1.1中空床版橋の断面の最小寸法に示す値を標準とする。

- (1) 端支点横げた厚は、主版厚（ H ）以上とする。
- (2) 中間支点横げた厚は、主版厚（ H ）の2倍以上とする。

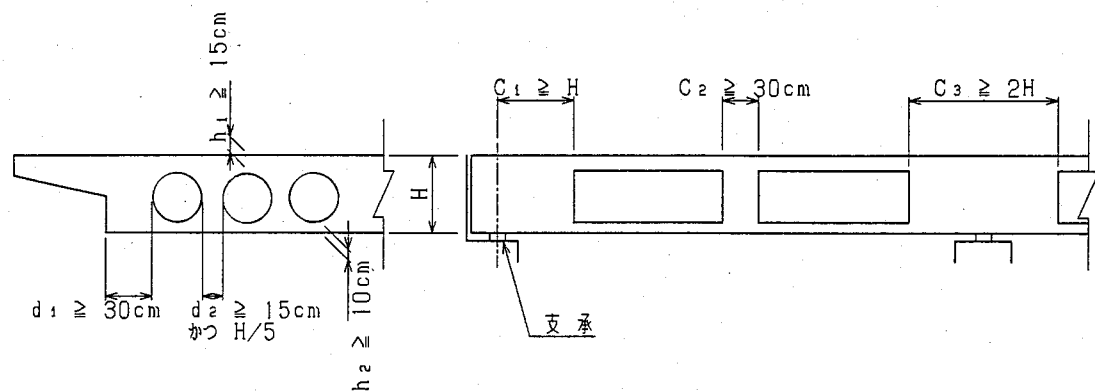


図-2.1.1 中空床版橋の断面の最小寸法

【解 説】

中空床版橋の断面最小寸法は、道示Ⅲ6.4 構造細目に規定されているが、ここでは、従来の設計事例をもとに、端支点横げた厚および中間支点横げた厚のより具体的な最小寸法を示した。

また、主版厚については、「PC道路橋計画マニュアル」（PC建協編）等を参考とし、10cm単位で検討を行ってよい。

2.2 円筒型枠形状

中空床版橋に用いる円筒型枠の端部形状は、構造特性・施工性を考慮して決定する。端支点側先端を絞る場合には、その形状は図-2.2.1円筒型枠の端部形状を標準とする。

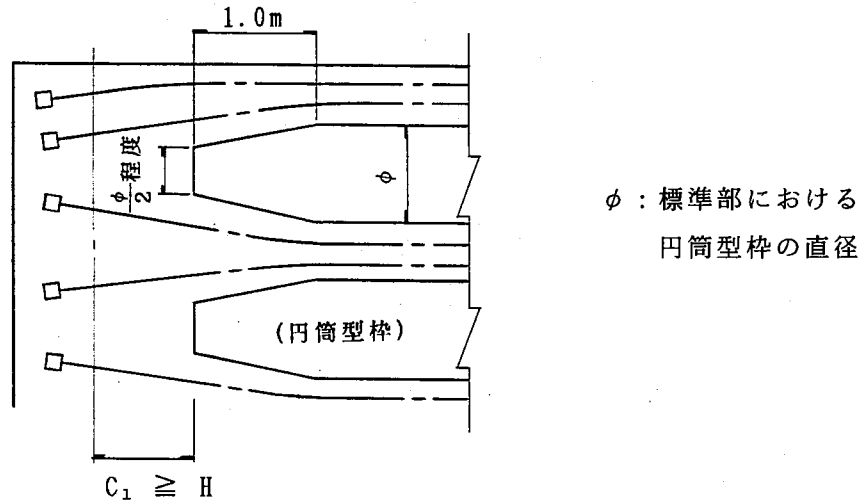


図-2.2.1 円筒型枠の端部形状

【解 説】

中空床版橋に用いる円筒型枠の端部形状は、コンクリート打ち込み時の施工性あるいは、桁端部におけるP C鋼材の平面形状などを考慮して、端支点側の先端を絞ることがある為、ここでは、その標準形状を図-2.2.1円筒型枠の端部形状に示した。

3. 箱 げ た 橋

3.1 中間横げたおよび隔壁

主げたには、1支間に1箇所以上の中間横げたおよび隔壁を設け、支間の長い場合には、40m程度の間隔で配置することを標準とする。

また、中間横げたおよび隔壁は、図-3.1.1中間横げた・隔壁形状に示す上床版と分離した形状を標準とする。

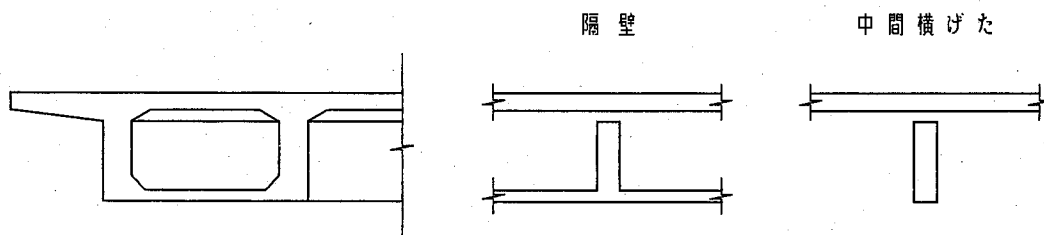


図-3.1.1 中間横げた・隔壁形状

【解 説】

中間横げたおよび隔壁の間隔は、道示Ⅲ8.2 設計一般の解説の項によることとした。

また、張出架設工法や押出し工法などのブロック施工を行う場合、隔壁は後打ち施工されることが多く、その作業性を考慮するとともに、床版に橋軸方向の負の曲げモーメントが発生することを避けることなどから、中間横げた・隔壁は、図-3.1.1中間横げた・隔壁形状に示す分離する形状を標準とした。

3.2 床版の応力度

プレストレストコンクリート床版の場合、各照査位置においてフルプレストレスの状態が望ましいが、図-3.2.1床版応力度の照査位置に示す照査位置②の床版下縁においては、多少の引張応力度を許容してよいこととする。ただし、引張鉄筋は必ず配置することとする。

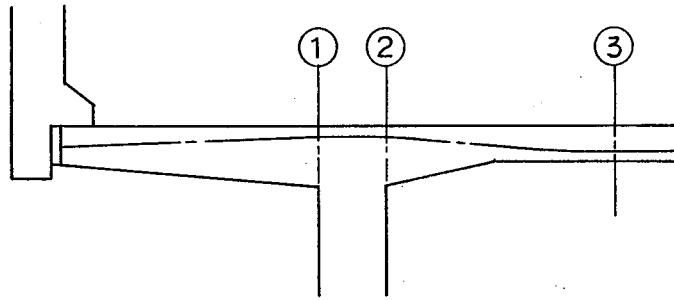


図-3.2.1 床版応力度の照査位置

【解 説】

箱げた橋の床版応力度照査位置②における曲げモーメントは、死荷重によるものに比較して、活荷重によるものが卓越しているので、死荷重作用時には床版下縁に引張応力度が生じる場合がある。

阪神高速道路公団「設計基準 第2部 構造物設計基準（橋梁編）」5.3 床版の応力照査によれば、床版下縁は箱げた内部に位置し、雨水の影響を受けないこと、輪荷重作用時には圧縮部になること、床版としては部材厚が大きいことなどを考慮して、多少の引張応力度を許容してもよいこととしている。

本手引きにおいても、照査位置②の床版下縁には、多少の引張応力度を許容するとともに、その目安値として、無筋コンクリートの許容引張応力度（ 3 kgf/cm^2 ）を用いてもよいこととした。

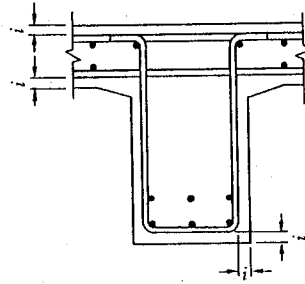
(0.3 N/mm^2)

3.3 鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりは、表-3.3.1に示す値を標準とする。

表-3.3.1 標準かぶり (cm)

部材の種類	かぶり (i)
上 床 版	3.0
ウェブ・下床版	3.5



ここに、
i : 鋼材のかぶり

【解 説】

床版に配置される鉄筋の最小かぶりは、道示Ⅲ4.4.1 鋼材のかぶりに規定されているが、箱げた橋においては繁雑さを避けるため、各部材共通のかぶり35mmを用いている関連規定もあるが、ここでは、設計の統一性を図るため、表-3.3.1標準かぶりに示す値を標準とした。

なお、塩害対策が必要な場合は、その区分に応じて対処することとする。

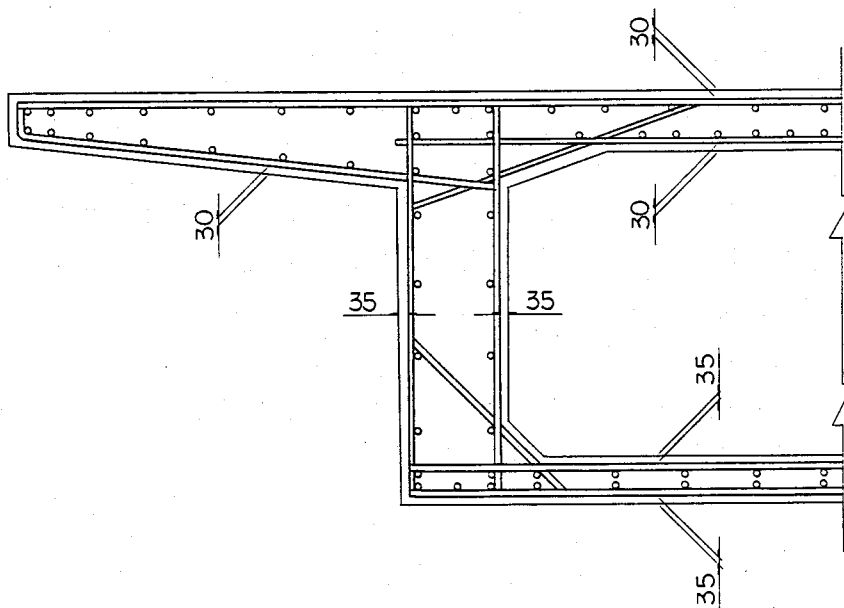


図-解3.3.1 鉄筋のかぶり (mm)

4. 片持架設工法

4.1. 仮固定部の検討

4.1.1 検討項目

仮固定部においては以下の項目について検討を行うものとする。

- (1) 仮固定鋼棒のプレストレス力および地震時引張応力度
- (2) 仮支承コンクリートの圧縮応力度
- (3) 橋脚天端の支圧応力度
- (4) 水平ストッパーのせん断応力度

【解 説】

近年、P C 橋においても長大橋が多くなり、連続桁橋，ラーメン橋，P C 斜張橋，アーチ橋などにおいて、地形条件や河川条件から片持架設工法を採用するケースが増加してきている。

張出し施工を行う場合、施工時における橋体の応力度や下部工の安定に対する照査が必要となるが、考慮する荷重やその組合せ、照査項目など明確に規定されたものはない。また、連続桁型式の橋梁で片持架設を行う場合には、施工時に主桁と橋脚を固定する目的で仮固定を行うが、その構造細目や設計法なども細部にわたって規定されたものがないのが現状である。

ここでは、連続桁で片持架設を行う場合の仮固定部の検討項目について示した。

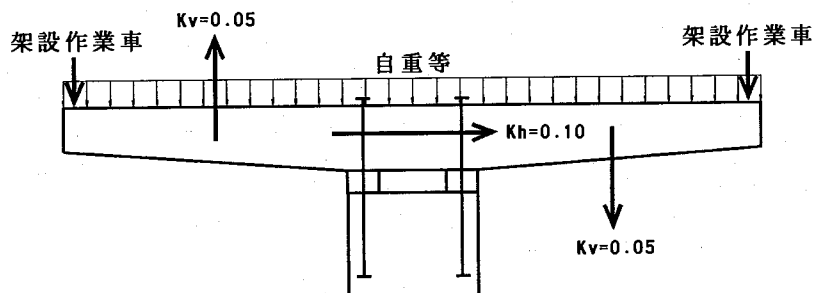
4.1.2 荷 重

仮固定部の検討においては次の荷重を考慮するものとする。

- (1) 自重および架設作業車等によるアンバランスモーメント
- (2) 地震力

【解 説】

荷重の種類については『ディビダーク橋の計画と設計に関するQ & A集』（ディビダーク協会）によった。また、日本道路公団「設計要領 第二集」第7編上部構造4-10-5においても同様の扱いとなっており、地震力は図－解 4.1.1に示すように $K_h=0.10$ および $K_v=\pm 0.05$ を考慮している。



図－解4.1.1 仮固定部の設計に考慮する荷重

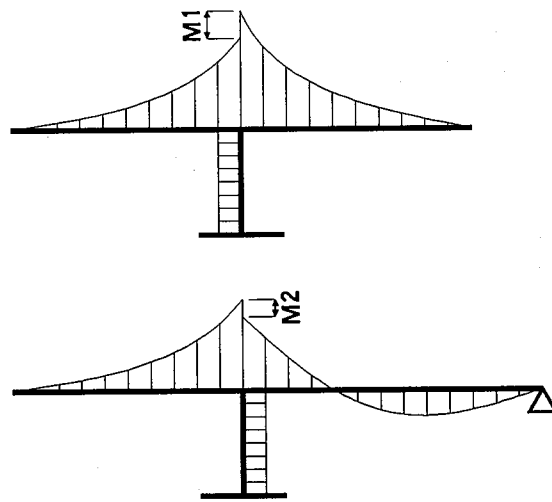
なお、架設中に越冬する場合には別途雪荷重についても考慮することが望ましい。しかし、最大張出し状態であったり、架設作業車の有無など、施工工程によっては過大な応力が発生する場合がある。したがって、越冬する場合には施工工程も含めて、除雪の有無，架設構造系，荷重の組合せなど発注者との協議を行う必要がある。

4.1.3 施工時の構造系

施工中においても構造系が変化する場合には、最も不利な構造系において照査を行うものとする。

【解 説】

連続桁の端支点部閉合時など、施工途中においても構造系が変化する場合には、最も不利な状態を想定する必要がある。



図－解4.1.2 施工時の構造系変化の例（曲げモーメント図）

4.1.4 荷重の組合せ

仮固定部の検討を行う場合の荷重の組合せは次のとおりとする。

- (1) 施工時 〔自重＋架設荷重〕
- (2) 地震時 〔自重＋架設荷重〕＋〔地震力〕

【解 説】

仮固定部の検討に対する荷重の組合せは『ディビダーク橋の計画と設計に関するQ & A集』によった。また、日本道路公団「設計要領 第二集」第7編上部構造4-10-5においても同様の扱いとなっている。

4.1.5 許容応力度の割増係数

仮固定部各部材の許容応力度の割増係数は表-4.1.1に示す値とする。

表-4.1.1 仮固定部各部材の許容応力度割増係数

		許 容 応 力 度 の 割 増 係 数	
		施 工 時	地 震 時
応 力 度 照 査	仮支承コンクリート圧縮応力度	1.25	1.50
	橋脚天端の支圧応力度	1.50	1.50
	水平ストッパーせん断応力度	—	1.50

【解 説】

(1) 仮支承コンクリートの圧縮応力度

『ディビダーク橋の計画と設計に関するQ & A集』では許容応力度の割増係数は道示Ⅲ3.3.4 コンクリートの許容引張応力度の割増しを準用して、施工時は架設時荷重の1.25とし、地震時は1.50としている。

(2) 橋脚天端の支圧応力度

許容応力度の割増係数は、道示Ⅳ4.6 荷重の組合せによる許容応力度の割増しを準用して、施工時は完成後の応力度が著しく低くなる場合として1.50とし、地震時は1.50とした。

(3) 水平ストッパーのせん断応力度

『ディビダーク橋の計画と設計に関するQ & A集』では許容応力度の割増係数は通常の架設材の地震時の割増係数と同じく1.50としている。

4.1.6 仮固定鋼棒の検討

(1) 施工時

張出し架設中の全死荷重（N）とアンバランスモーメント（M）に対し仮支承反力（R）が負反力を生じないようにプレストレスを導入するものとする。

(2) 地震時

地震時は施工時のアンバランスモーメントおよび地震力に対して仮固定鋼棒の引張力を照査するものとする。

【解 説】

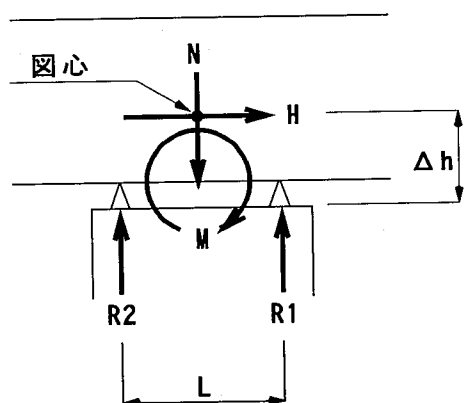
(1) 施工時

仮支承から主桁が浮き上がらないようにプレストレスを導入することとした。

(2) 地震時

水平震度による水平力（H）は上部工図心位置に作用するものとして、橋脚天端での作用モーメントを算出する。

なお、『ディビダーク橋の計画と設計に関するQ & A集』および『コンクリート道路橋施工便覧』によれば、本支承をあらかじめセットする場合には3点支承として設計する場合もあり、この場合は $N/2$ を $N/3$ として計算する。



$$R_1 = \frac{N}{2} + \frac{M}{L}$$

$$R_2 = \frac{N}{2} - \frac{M}{L}$$

図－解4.1.3 荷重の作用位置と仮支承反力

(3) 許容応力度

仮固定鋼棒の許容応力度は『ディビダーク橋の計画と設計に関するQ & A集』により、施工時は緊張直後の許容応力度（ $0.70\sigma_{pu}$ または $0.85\sigma_{py}$ のうち小さい方）、地震時は引張強度（ σ_{pu} ）以内とした。

日本道路公団「設計要領 第二集」でも同様の値を採用している。

4.1.7 仮支承コンクリートの検討

仮支承コンクリートの圧縮応力度の照査を施工時、地震時について行うものとする。

【解 説】

- (1) 仮支承コンクリートは軸圧縮応力度に対して設計を行うものとする。また許容応力度は、道示Ⅲ3.3.1 コンクリートの許容応力度の許容軸圧縮応力度とする。

$$\sigma_c = R / A \leq \sigma_{ca}$$

ここに、

σ_c : 仮支承コンクリートの軸圧縮応力度 (kgf/cm²)

σ_{ca} : 許容軸圧縮応力度 (kgf/cm²)

R : 仮支承コンクリートに作用する反力 (kgf)

$$R = [\text{荷重による軸力}] + [\text{プレストレスによる軸力}] + [\text{仮支承自重}]$$

A : 仮支承コンクリートの断面積 (cm²)

- (2) 仮支承コンクリートは軸圧縮応力度の照査を行うこととしたが、支承規模が大きくなり仮支承コンクリートの高さも高くなる場合には、別途検討を行うものとする。

4.1.8 橋脚天端の支圧応力度

仮支承コンクリート下面で橋脚天端の支圧応力度の照査を施工時、地震時について行うものとする。

【解 説】

一般に仮支承コンクリートの設置位置は橋座端部であり、しかも縁端距離余裕のない配置となる場合が多いことから、道示Ⅲ3.2.1 コンクリートの許容応力度のコンクリートの許容支圧応力度の算出式において $A_c / A_b = 1.0$ とし、許容応力度は安全側で、かつ計算の簡略化を考慮した次式とした。

$$\begin{aligned}\sigma_{ba} &= \left(0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b} \right) \sigma_{ck} \\ &= 0.3 \sigma_{ck}\end{aligned}$$

ここに、

σ_{ba} : 橋脚天端のコンクリートの許容支圧応力度 (kgf/cm²)

σ_{ck} : 橋脚天端のコンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の全面積 (cm²)

A_b : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (cm²)

4.1.9 水平ストッパーの検討

水平ストッパーは、地震時水平力に対してせん断応力度の照査を行うものとする。

【解 説】

(1) 水平ストッパーには一般的にH形鋼が用いられている。地震時の水平力に対しては上部工および橋脚に埋め込んだH形鋼で抵抗するものとして、せん断応力度の照査を行うものとした。

(2) H形鋼の許容せん断応力度（SS400の場合）

$$\tau_a = 800 \text{ kgf/cm}^2 \times 1.5 = 1,200 \text{ kgf/cm}^2$$

4.1.10 構造細目

(1) P C 鋼棒の配置

橋脚内の定着位置は高さを交互にずらし、集中しないものとする。

(2) P C 鋼棒に対する補強筋

橋脚内の定着部は鉄筋で補強を行うものとする。

(3) 水平ストッパー（H形鋼）の配置

H形鋼の設置方向は、橋軸方向および直角方向に作用する地震力を考慮して、相互に向きを変えて配置するものとする。

(4) 水平ストッパー（H形鋼）に対する補強筋

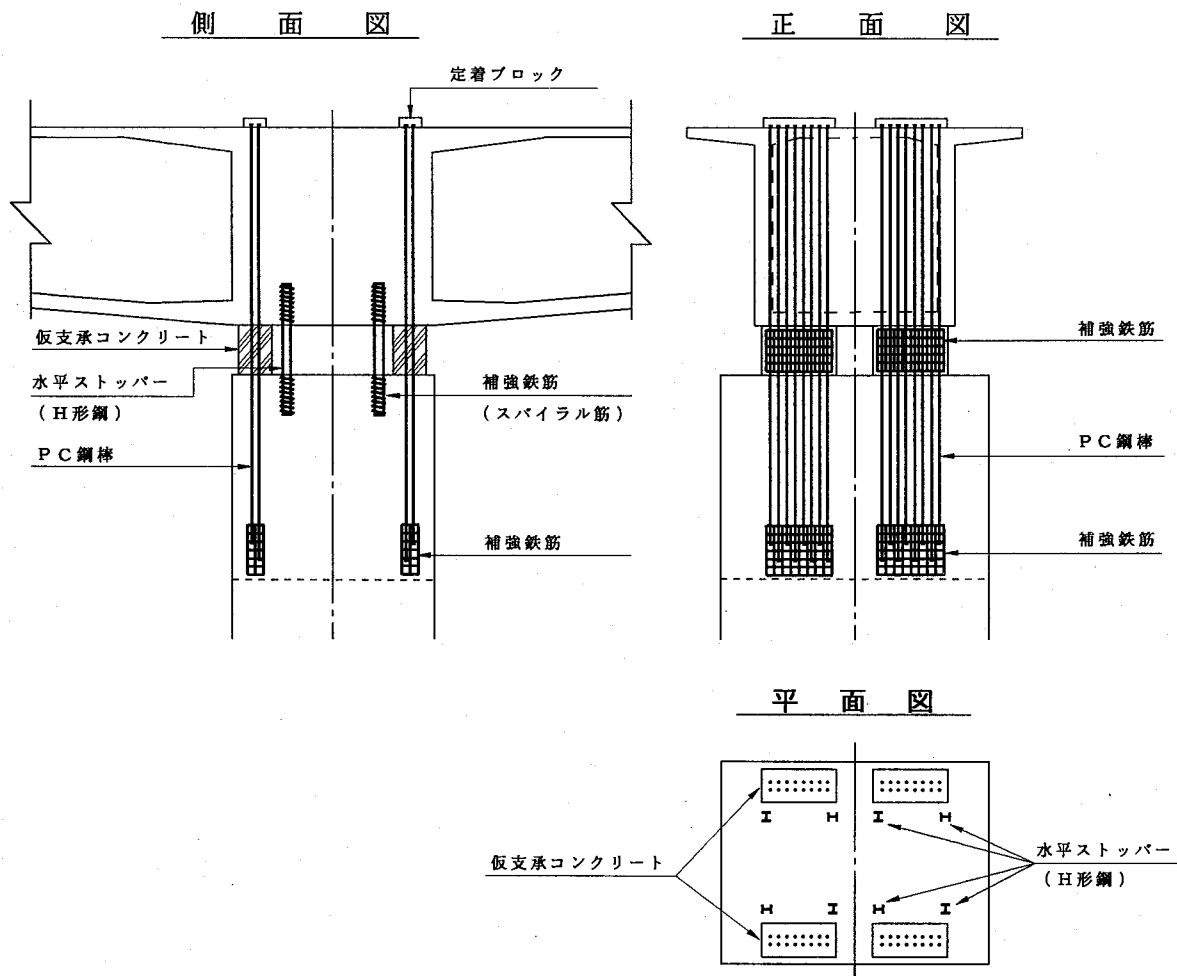
上部工および下部工の埋め込み部はスパイラル筋で補強を行うものとする。

(5) 仮支承コンクリートの補強

仮支承コンクリートは鉄筋で補強を行うものとする。

【解 説】

仮固定部の一般的な構造を図－解4.1.4に示す。



図－解4.1.4 仮固定部の一般的な構造

4.2 床版先端部 P C 鋼材配置

片持架設工法において施工ブロック長が短く片持床版長が長い場合、施工時の打継目部で片持床版先端まで有効にプレストレスが導入されない状態が考えられる。

このような状態が想定される場合には、片持床版先端付近にブロック施工毎に緊張できる P C 鋼材を配置することが望ましい。

【解 説】

1 ケーブル毎のプレストレスの有効幅は、道示Ⅲ4.4.7 P C 鋼材の定着により、次式にて求められる。

$$B = L \cdot \tan \beta$$

ここに、B：打継目位置でのプレストレスの有効分布幅

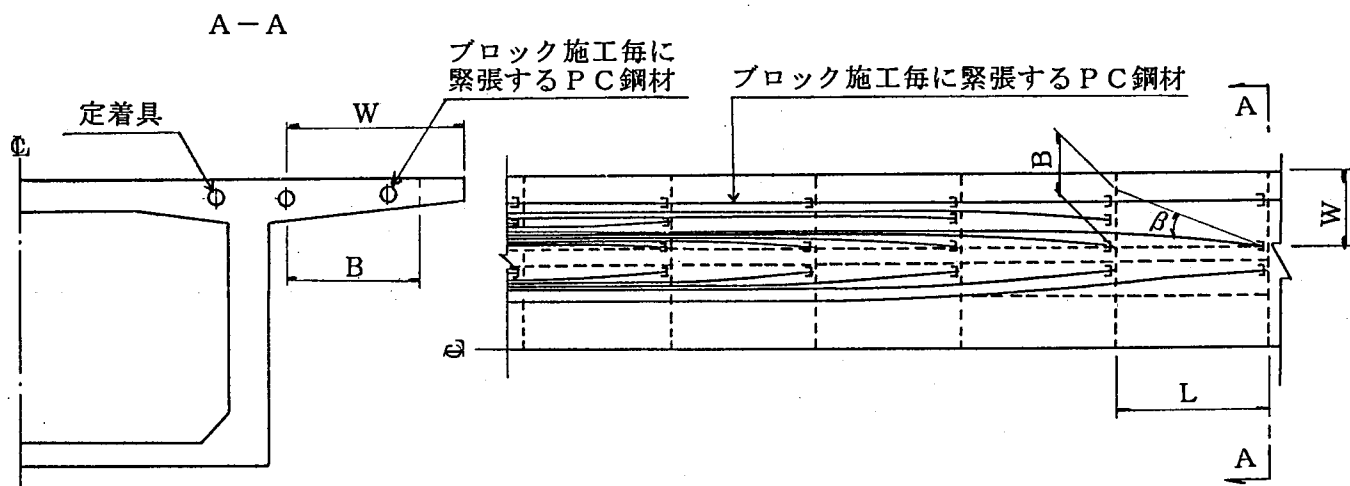
L：施工ブロック長

β ：プレストレス力の広がり角度（ $=33^{\circ} 40'$ ） $\tan \beta = 2 / 3$

すなわち、施工ブロック長とプレストレス有効幅の関係は表－解 4.2.1の様になる。

表－解4.2.1 有効分布幅

施工ブロック長 L (m)	プレストレス有効幅 B (m)
3.0	2.0
3.5	2.3
4.0	2.7



図－解4.2.1 床版先端部 P C 鋼材配置

したがって、片持床版の最も外側に配置されるPC鋼材定着位置より床版先端までの距離（W）が、施工ブロック長（L）より計算されるプレストレス有効幅（B）より大きい場合には、片持床版先端まで有効にプレストレスが導入されない。

その結果、片持架設時の主桁断面力や横締PC鋼材の緊張などの影響により片持床版先端付近の打継目に引張応力が発生し、漏水などの現象が生じる恐れがある。

そのため、片持床版先端付近にブロック施工毎に緊張できるPC鋼材を配置するのが望ましく、実際に配置している施工例も多い。

なお、『ディビダーク橋の計画と設計に関するQ&A集』でも、片持床版長が2.5mを越える場合、片持床版先端付近の引張応力度の改善のために、片持床版先端部にブロック施工毎に緊張できるPC鋼材を配置することがあると記述されている。

また、施工例としては、『第4回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集』（プレストレストコンクリート技術協会）に、「張出し架設時床版打継目部の計測工報告」が発表されている。

5. その他

5.1 支承に作用する負の反力

負の反力が発生するおそれのある橋梁に対しては、負の反力に対して十分な安全性を確かめなければならない。

【解説】

道示Ⅰ4.1.2 支承に作用する負の反力の解説に「負の反力が発生するおそれのある場合には、この条に従い十分な安全性をもつものとして設計しなければならない」とあり、その適用に当たっては「なお、条文の規定は通常の構造形式に対して架設誤差なども含めて一般的な余裕を見込んだものであり、構造形式や架設誤差などを勘案しても負の反力が生じないことが明らかである場合には必ずしも条文の規定によらなくてもよいが、この場合でも十分な余裕を見込まなければならない」とある。

しかし設計に当たり、余裕を見込んで負反力が発生するか否かの一般的な判定式は定まっていない。

これに対し日本道路公団「設計要領 第二集」では以下のように運用している。

「不等径間の連続けた橋とか曲線けた橋のように、死活荷重の通常の載荷状態で、負の反力が予想される構造系に対しては、道示Ⅰ共通編 4.1.2を適用するものとする。

なお、版構造あるいは格子構造など荷重分配を考慮する構造において、斜橋のような局部的な支承反力を算定する場合、道示Ⅰ共通編 4.1.2に示される式をそのまま適用すると反力が負となる影響線の面積が限定された領域になるため、2倍のL荷重を載荷させると実荷重（T荷重）に比べて、過大な荷重を見込むことになる。

従って、その適用にあたっては、実際の荷重状態に近い式（5.1.1）により反力Rを照査し、反力Rが負となる場合には道示Ⅰ共通編 4.1.2に示される式により求まった値で構造物の安全性を確かめるものとする。」

として荷重分配を考慮した解析に対しての判定式として（5.1.1）を与えている。

この式では、死荷重もより詳細に把握できるので安全率を1.2と小さくしている。

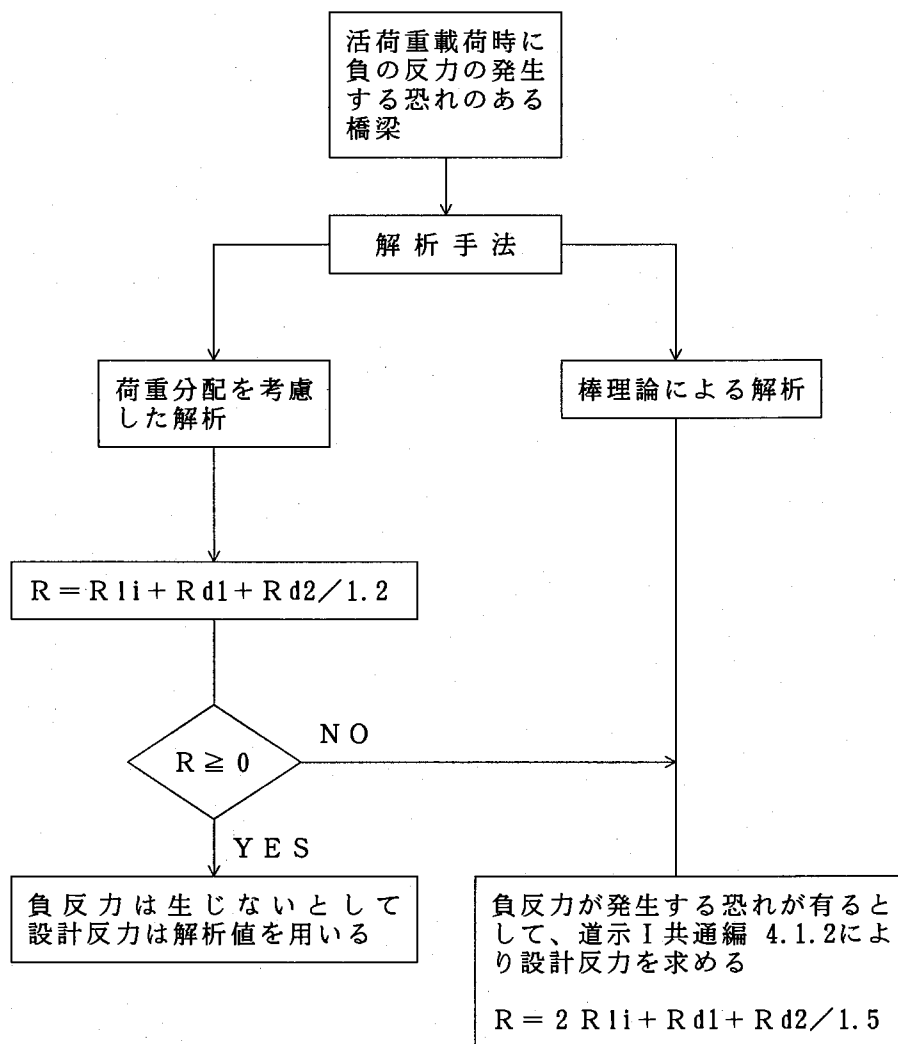
$$R = R_{li} + R_{d1} + R_{d2} / 1.2 \quad \text{-----} \quad (5.1.1)$$

ここに、

R_{li} ＝衝撃を含む活荷重による最大負反力

R_{d1} ＝支承に負の反力を生じさせる部分に加わる死荷重による支承反力

R_{d2} ＝支承に正の反力を生じさせる部分に加わる死荷重による支承反力



図－解5.1.1 「支承に作用する負の反力」の計算フロー

5.2 衝突荷重が片持床版に与える影響

5.2.1 片持床版（RCおよびPC）の設計に用いる荷重の組合せ

- (1) 片持床版（RCおよびPC）の設計には、次に示す荷重状態を考慮する。
 - 1) プレストレッシング直後（PC部材のみ）
 - 2) 死荷重時
 - 3) 設計荷重時
 - 4) 衝突荷重時
- (2) 衝突荷重時の許容応力度の割増しは50%とする。
- (3) 片歩道の橋梁では、歩道部床版の配筋を車道部床版に合わせる。

【解 説】

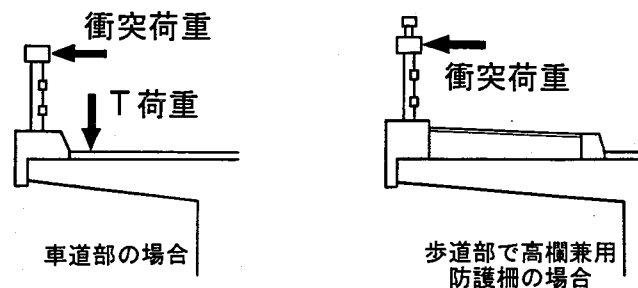
- (1) 片持床版の設計における一般的な荷重の組合せは以下のとおりである。

表－解5.2.1 片持床版の荷重の組合せ

荷 重 状 態	歩・車道	荷 重 の 組 合 せ
プレストレッシング直後	共 通	床版自重＋導入プレストレス
死 荷 重 時	共 通	床版自重＋橋面荷重＋有効プレストレス
設 計 荷 重 時	車 道	床版自重＋橋面荷重＋有効プレストレス＋T荷重
	歩 道	床版自重＋橋面荷重＋有効プレストレス＋群集荷重＋高欄推力
衝 突 荷 重 時	車 道	床版自重＋橋面荷重＋有効プレストレス＋T荷重＋衝突荷重
	歩 道	床版自重＋橋面荷重＋有効プレストレス＋衝突荷重
終 局 荷 重 時	車 道	設計荷重時の断面力に対し、道示Ⅲ 2.1.1に示す係数を乗じて算出する。
	歩 道	

1) 高欄推力は道示Ⅰ4.2.1 橋梁用防護柵に準拠して250kgf/mとし、歩道等の路面から110cmの高さに作用させる。

2) 自動車用防護柵の場合は、衝突荷重とT荷重を同時に載荷することとした。このときT荷重の載荷位置は、床版の設計と同様、地覆から25cm内側とする。また、衝突荷重の大きさ、載荷位置は別項 5.2.2に準ずることとする。なお、歩道部において衝突荷重を考慮するのは、高欄兼用防護柵を用いた場合のみとする。



図－解5.2.1 衝突荷重の載荷

(2) 道示Ⅲ3.1 一般の規定に準拠した。衝突荷重時の鉄筋の許容応力度は、地震時同様、短期荷重の取り扱いとなるため、割増しをする際の許容応力度の基本値は $1,800\text{kgf/cm}^2$ (SD-295) とする。なお、P C 部材では、全断面有効として求めたコンクリートの引張応力度が 30kgf/cm^2 を越える場合、鉄筋コンクリート部材と同様に、コンクリートの引張強度を無視して設計するのがよい。

(3) 歩道部床版は前項(1)に示すとおり、T 荷重を載荷しない条件で設定することとした。しかしながら車両の路外逸脱など、不測の事態を想定すると、部材の耐力は車道部と同程度確保しておくのが望ましいため、車道部の配筋に合わせることにした。

なお、両歩道となる場合は、T 荷重を載荷したケースについて、道示Ⅲ2.2.4 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントにより終局耐力を確保しておくことが望ましい。この場合、荷重割増しは行なわないものとする。

5.2.2 橋梁用車輛防護柵に衝突する車輛が片持床版に与える影響

橋梁用車輛防護柵を地覆に設ける場合は、片持床版の設計において車輛による衝突荷重の影響を次のとおり考慮する。

- (1) 支柱式の場合は防護柵のもつ最大支持力 (P_{max}) を柱間隔で割った値が片持床版に均等に端モーメントとして作用するものとする。このとき、最大支持力およびその作用位置は、表-5.2.1を原則とする。

表-5.2.1 支柱式防護柵の最大支持力と作用位置

防護柵の種別	S種	A種	B種	C種
最大支持力 (tf/本)	9.3	6.0	4.2	2.7
支柱間隔 (m)	1.5	2.0	2.0	2.0
作用位置	トップビームの中心			

- (2) 鉄筋コンクリート壁式の場合には、壁下端の設計に用いた作用モーメントをそのまま片持床版に端モーメントとして加えるものとする。このとき衝突荷重およびその作用位置は表-5.2.2を原則とする。

表-5.2.2 鉄筋コンクリート壁式防護柵に作用する衝突荷重とその作用位置

	一般部	桁端部 2 m と曲線半径 150m 未満の外側区間
衝突荷重 (tf/m)	2.0	4.0
作用位置	路面より 1.0m	

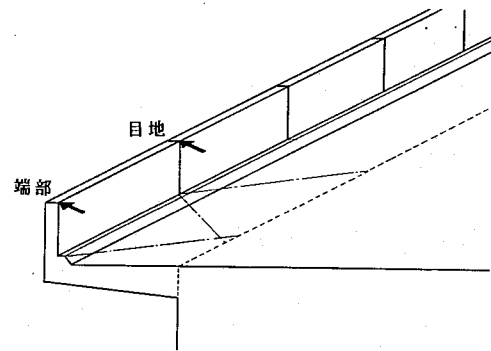
【解説】

- (1) 支柱式の場合、衝突荷重が片持床版に与える影響には、道路橋示方書（支柱断面の抵抗モーメントによる）と防護柵設置要綱（支柱のもつ最大支持力による）の2つの考え方がある。当手引きでは、両者を試算し（表-解 5.2.2参照）安全側の結果を与える防護柵設置要綱の考えに準ずることとした。

表-解5.2.2 片持床版に与える影響の比較

	種別	S種	A種	B種	C種
	使用柱	157.7*150*6*9	125*125*6	125*125*4.5	100*100*4.5
道路橋	断面係数	206cm ⁴	103cm ⁴	80.9cm ⁴	49.9cm ⁴
示方書	抵抗モーメント	3.26tf・m	1.24tf・m	0.97tf・m	0.60tf・m
防護柵	最大支持力	9.3tf	6.0tf	4.2tf	2.7tf
設置要綱	端モーメント	8.06tf・m	3.90tf・m	2.73tf・m	1.76tf・m

- (2) 壁高欄の設計条件に準拠して定めた。ただし桁端部以外の区間では、壁高欄に目地が設けられていても片持床版が連続しているため、荷重の分散効果が期待できる（図－解5.2.2）。したがって桁端部と曲線区間を除く一般部では衝突荷重を 2 tf/m とした。



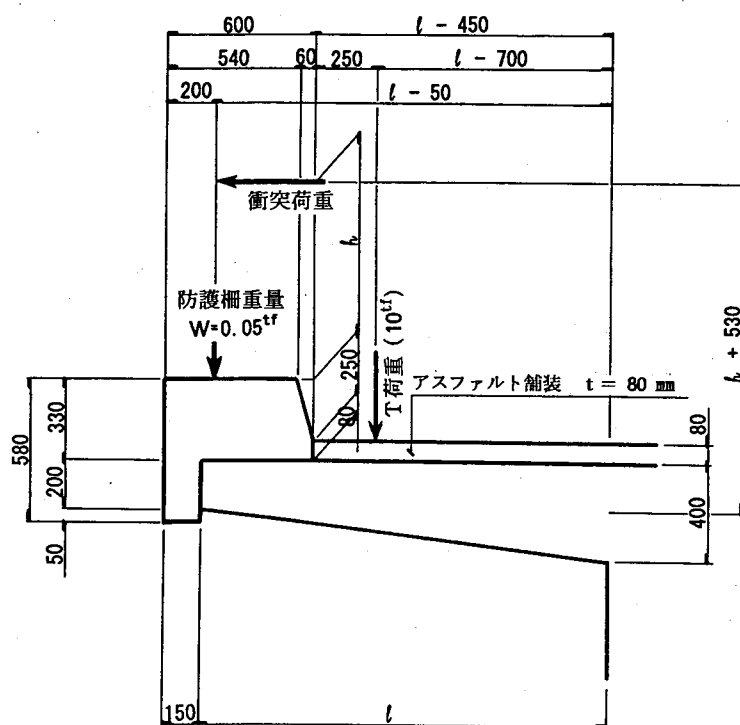
図－解5.2.2 荷重の分散効果

- (3) 自動車荷重の変更に伴い、衝突荷重についても現在見直し作業が進められている。したがって、本条文の採用にあたっては、各機関との協議が望ましい。

【参考資料】 衝突荷重が片持床版に与える影響

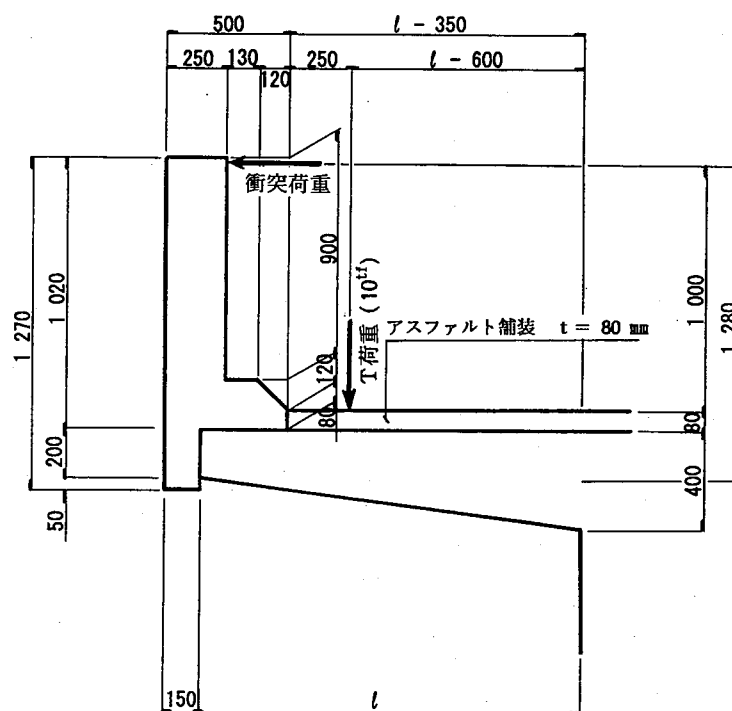
I. 形状寸法

i) 支柱式防護柵



支柱式防護柵		
	衝突荷重	支柱間隔
S種	9.3 tf	1.5 m
A種	6.0 tf	2.0 m
B種	4.2 tf	2.0 m
C種	2.7 tf	2.0 m
壁式防護柵		
標準部	2.0 tf	1.0 m 当り
桁端・曲線	4.0 tf	1.0 m 当り

ii) 壁式防護柵



Ⅱ. 片持床版長と必要鉄筋量の関係

i) 支柱式防護柵

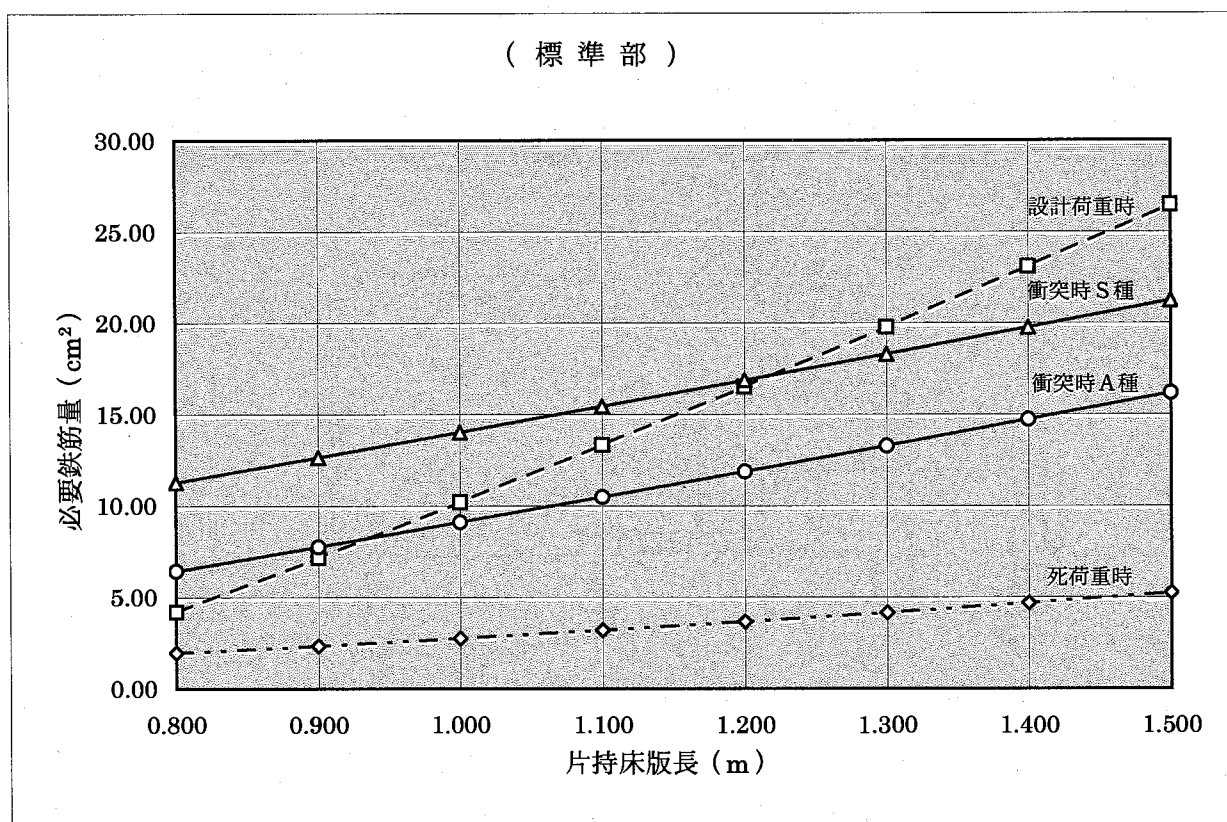


図-参 Ⅱ. 1

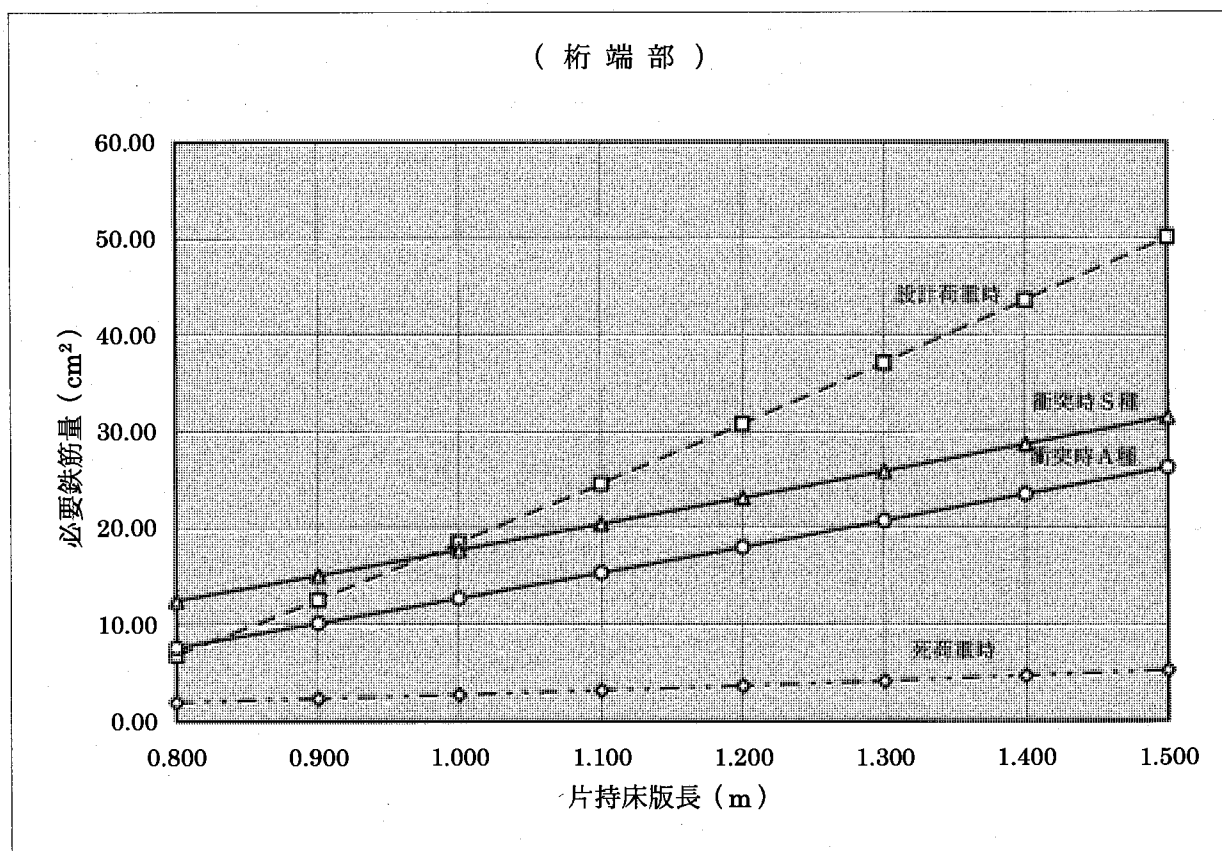


図-参 Ⅱ. 2

ii) 壁式防護柵

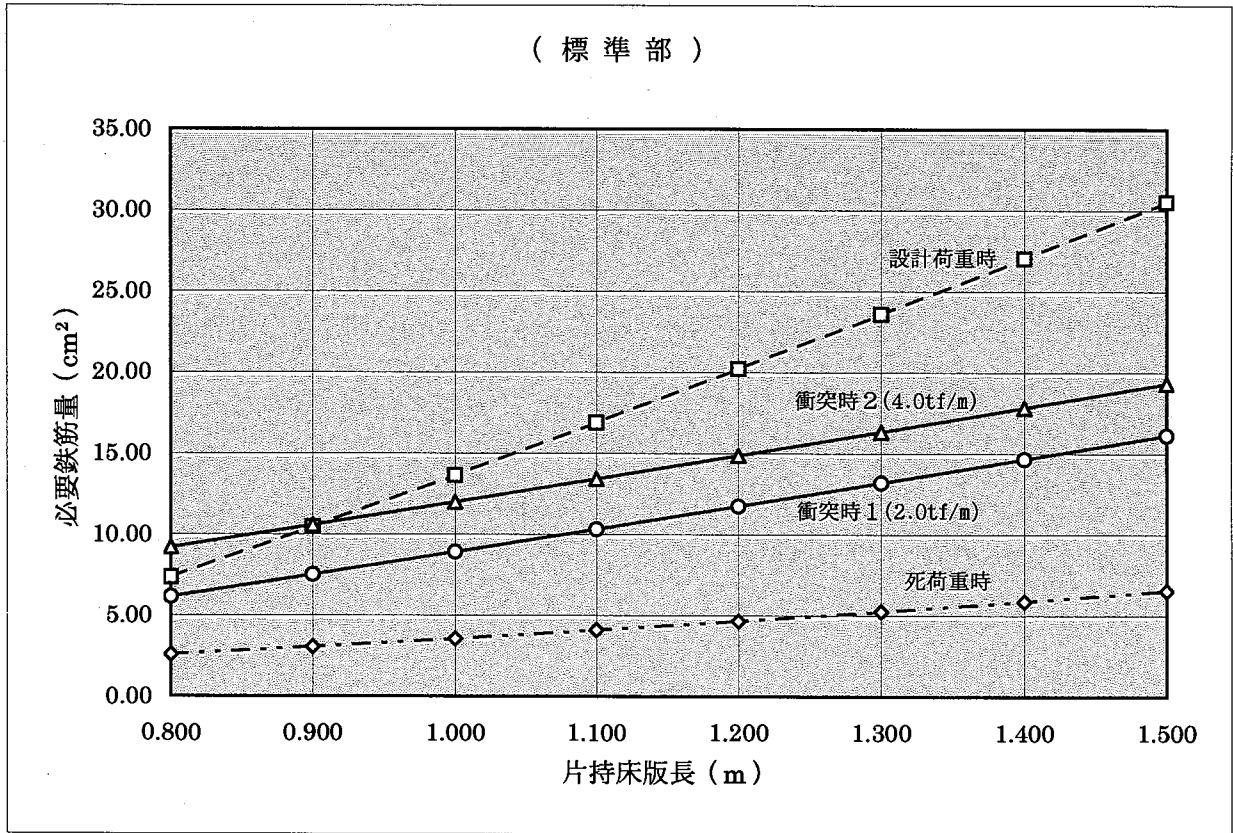


図-参 II. 3

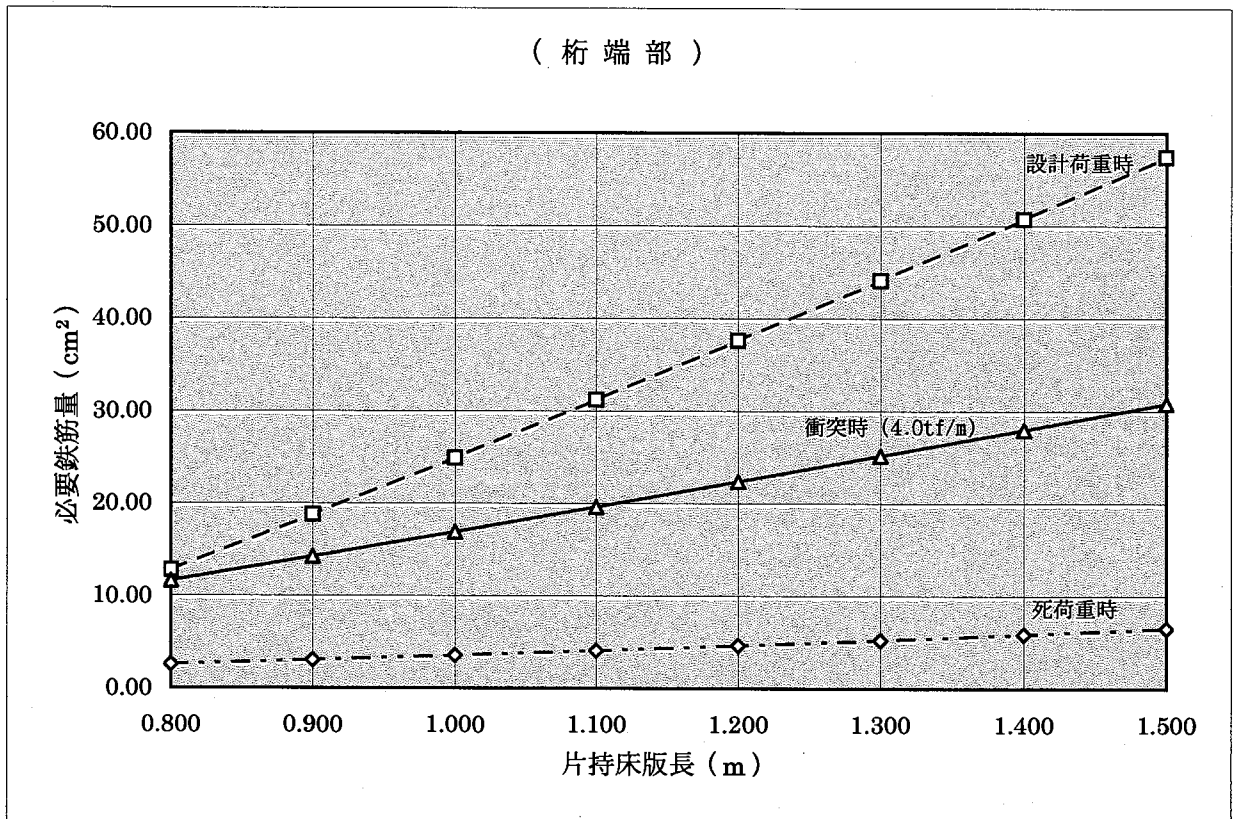


図-参 II. 4

下 部 工 編

1. 橋台・橋脚の設計

1.1 設計一般

1.1.1 浮力、水位の考え方

橋台・橋脚の設計時における浮力の作用位置は、以下に示す設計水位によるものとする。

- (1) 常 時 H. W. Lを設計水位とする。
- (2) 地震時 M. W. Lを設計水位とする。

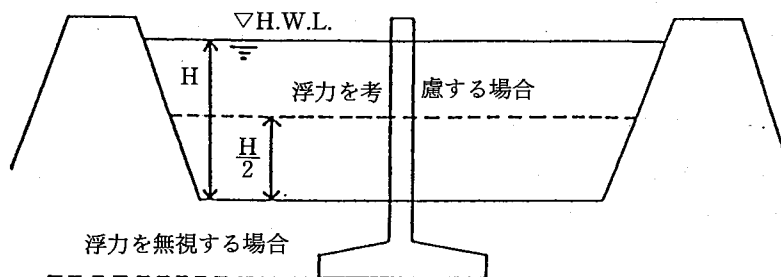
【解 説】

(2)について

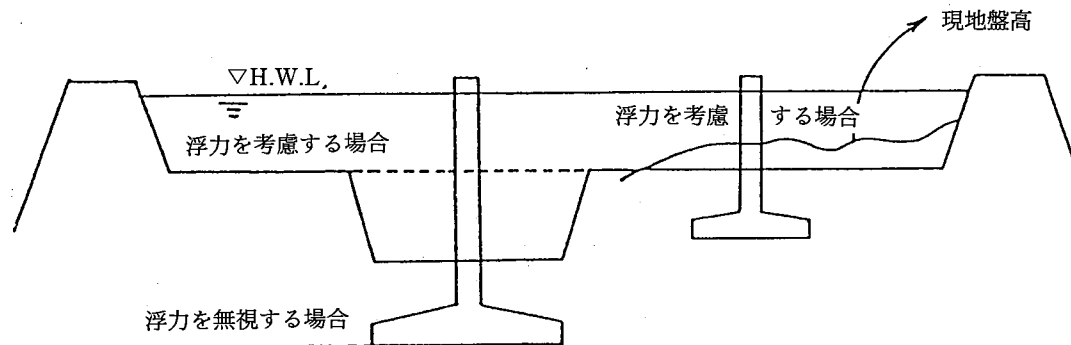
計画高水位は確率的に数十年に一回であり、これと同時に設計で想定した地震が起こることはまず考えられない。河川断面で高水敷の高さは「河川砂防技術基準（案）」（日本河川協会）によれば、冠水頻度が1～3回／年程度であり、洪水時の継続日数を考慮すれば、地震時の設計水位としてM. W. Lとするのがほぼ妥当であると思われる。

河川管理者との協議においてM. W. Lが不明な場合は、発注機関の内、北海道開発局、北海道では下記の通り運用している。

- ① 単断面の場合 …………… H. W. L $\times 1/2$ を設計水位とする。

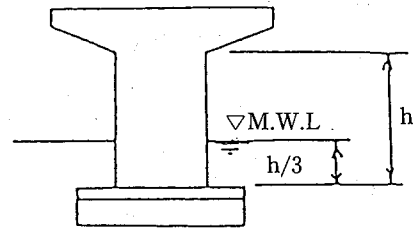


- ② 複断面の場合 …………… 高水敷高を設計水位とする。（但し、計画高水敷高より現地盤が高い時は現地盤高を設計水位とする。）



図－解1.1.1 設計水位の考え方

なお、建設省標準設計第6～12巻橋台、橋脚の解説書によれば、図一解1.1.2のとおり地震時の設計に用いる水位として柱部高さの1/3を考えている。これは標準設計ではH. W. L.を想定し難いためであろう。標準設計という枠内での設計として合理的と言える。



図一解1.1.2

しかし、標準設計以外の個々の設計では随意に設計水位をとり得るのであるからより現実的な本項の方法によるものとする。

1.1.2 可動橋脚の設計における温度変化の影響

橋脚の設計における温度変化時の検討は、活荷重有・無の両ケースとも実施するものとする。また、温度変化による水平力は原則として（死荷重反力）×（沓のすべり摩擦係数）で算出するものとする。

【解説】

上記方法で算出した水平力は、場合によっては過大な値となることがあるから注意を要する。たとえば、温度変化によって生ずる水平力は、桁の伸縮長以上の変位を下部構造に与えることができないから、その変位に相当する力に対して設計すれば良い。特に高橋脚、及び軟弱地盤上の橋脚については、設計者の総合的判断によるのが望ましい。

架け違い橋脚における温度変化の影響については、同種類の支承でも施工の程度により、実際には摩擦係数の値は異なることが想定される。これより温度変化による作用力が反対であっても相殺しないで、いずれか大なる方の値の水平力を作用させるものとする。

1.1.3 橋台前面を護岸する場合の前趾土被り荷重

橋台前面を護岸する場合でも、橋台前趾の土被りは「有・無」の両ケースについて検討を行うものとする。

【解 説】

通常、護岸工の管理は河川管理者が行うのが一般的である。洪水時に護岸工が流された場合、早急に橋梁部分のみ対応するのが困難と考えられるため、護岸工を設ける場合でも土被り有・無の両ケースについて検討することとした。

1.1.4 逆T式、ラーメン、箱式橋台における土圧作用面

橋台の安定計算は、後趾長が1.00m以上の場合に限り、仮想背面に土圧を作用させるものとし、壁面摩擦角は「土と土の間の摩擦角」を用いることを標準とする。

【解 説】

道示IV5.3.1 橋台に作用する土圧で、逆T式橋台の安定計算に用いる土圧の作用面は、安定計算においては後趾の載荷土を軀体の一部とみなして、仮想背面を土圧作用面としている。しかし、これは逆T式橋台の場合、一般に後趾長が長い場合このように規定しているものである。後趾長が短い場合における土圧作用面の決定は、橋台の高さ、背面傾斜角、地盤定数により設計者個々の判断で決定されている。

ここで、後趾長と土圧作用面の関係について一定の基準を設ける必要があることから、日本道路公団札幌建設局、建設省東北地方建設局における運用例を参考にして、比較的規模が大きい逆T式橋台やラーメン、箱式橋台の場合について、上記のような規定を設けた。

後趾長が、1.00m未満の逆T式橋台の安定計算については以下の2通りにより設計し、安定条件を満足させるのが望ましい。

- (a) 土圧作用面は、軀体コンクリート背面とする。 壁面摩擦角は「土とコンクリートの間の摩擦角」とし、後趾の載荷土は無視する。
- (b) 土圧作用面は、仮想背面とする。 壁面摩擦角は「土と土の間の摩擦角」とし、後趾の載荷土は軀体の一部として考慮する。

1.1.5 重力式橋台における土圧作用面

重力式橋台の安定計算は、後趾の長さにかかわらず、道示の規定通り軀体背面に土圧を直接作用させるものとする。

【解 説】

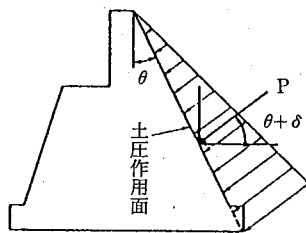
道示Ⅳ5.3.1 橋台に作用する土圧において橋台の安定計算に用いる土圧の作用面は、

(a) 重力式橋台の場合は軀体コンクリート背面（図－解1.1.3）

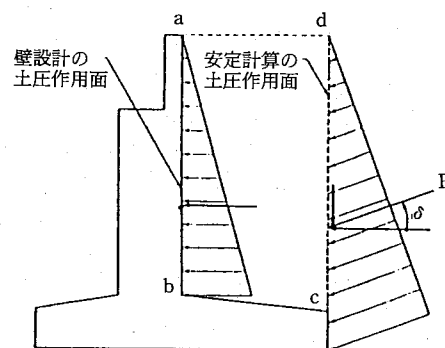
(b) 逆T式，控え壁式橋台の場合は、仮想背面（図－解1.1.4）

と規定している。逆T式，控え壁式橋台の場合は一般に後趾の突出長が長いので、安定計算においては後趾上の載荷土を軀体の一部とみなし仮想背面を土圧作用面としたものである。

仮想背面を考えることが妥当かどうかは、後趾の突出長のみではなく橋台の高さや背面傾斜角，地盤定数にも依存するため、後趾の突出長のみでは判断できない。道示における“重力式橋台の後フーチングが20～30cm以下”という表現は一般的な形状として例示したものであり、土圧作用面を区別するための目安ではない。



図－解1.1.3 重力式橋台の土圧作用面



図－解1.1.4 逆T式，控え壁式橋台の土圧作用面

1.1.6 翼壁の設計土圧

翼壁の設計土圧として静止土圧を用いることを標準とする。

【解 説】

当規定の運用にあたっては、各発注機関との協議が必要である。

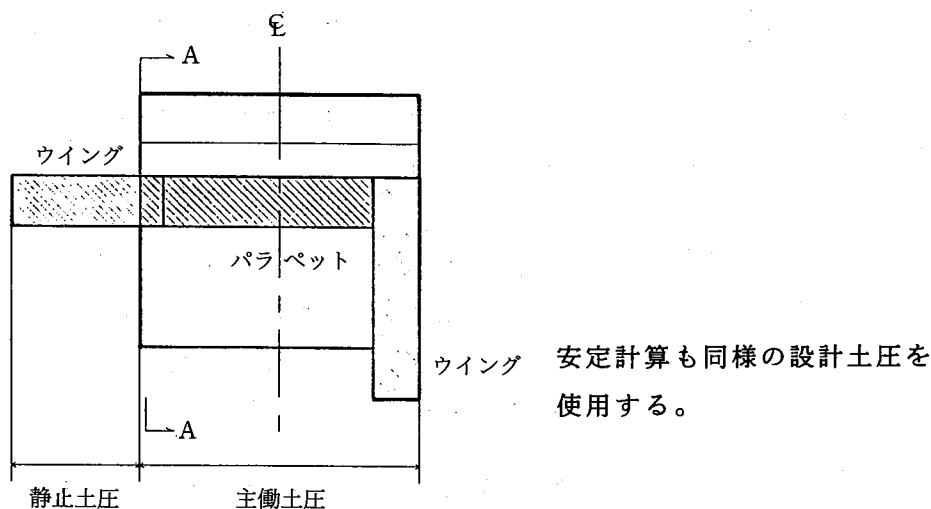
道示Ⅳ5.3.6 翼壁の設計の解説において、前壁と翼壁により平面形状がU字形状となる橋台においては、内部に充填した土砂が活荷重によってたえず転圧されるため、翼壁の設計土圧として静止土圧を考える必要があるとしている。

橋台の翼壁へ作用する土圧は、

- (a) 内部土の拘束状態。（例えば、翼壁のたわみ特性、平面形状、下端での土の拘束状態等）
- (b) 内部土に活荷重が与える影響の度合い。（例えば、踏掛版の有無、歩道等の有無、交通量等）

の各種の要因が相互に関係して変化すると考えられる。しかしながら、個々の現場でこれらの要因を考慮して設計土圧を定めることは、一般的に困難と考えられるため、特別な検討を行わない場合は、静止土圧を用いることを標準とした。

なお、橋台のたて壁（前壁）と平行に翼壁を設置する場合についても、上記考え方より翼壁の設計土圧として静止土圧を用いるのが望ましい。



図－解1.1.5 翼壁の設計土圧

1.1.7 橋台付擁壁の取扱い

橋台付擁壁は原則として道路土工指針に従い、設計を行うものとする。

1.2 橋台及び橋脚形式の選定

- (1) 下部工の構造形式は、上部工の構造形式・荷重・地盤条件・施工条件等を考慮して選定しなければならない。
- (2) 河川内に設けられる橋脚は、流水障害が最小になるように、形状・方向等を決めなければならない。

【解 説】

(1)について

1) 橋台形式の選定

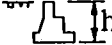
一般的な橋台形式選定の目安を以下に示す。

但し、各形式の適用範囲における躯体高さの境界値については、各発注機関との協議が必要である。

- (a) 重力式橋台 自重が大であるので、支持地盤の良好な場所で使用する。
(半重力式橋台) 適用高さは4～6 mまでである。
- (b) 逆T式橋台 躯体自重が小さく、土の重量で安定を保たせるので経済的であり、背面裏込部の施工も容易である。高さ12m程度までの一般的な地盤条件に採用する。
- (c) 箱式橋台 橋台高さが高い(12m程度以上)場合に採用する。基礎地盤条件が悪く、杭基礎とする場合に経済的となる場合がある。
- (d) ラーメン橋台 橋台位置に交差道路(水防道路)等のある場合、橋台を交差道路方向にボックス断面とし、道路をボックス内に入れた一方向ラーメン橋台とする場合がある他、斜角のある場合はボックスが長くなるので明かり採りや歩道、車道の分離のため、前壁に開口部を設けた二方向性ラーメン橋台とする場合がある。

なお、一般的な形式別適用高さの目安を表-解1.2.1に示す。

表-解1.2.1 橋台の種類と一般的な適用高さの目安

橋台形式	高 さ (m)				備 考
	10	20	30		
重 力 式	4				
半 重 力 式	6				
逆 T 式	6	12			
ラ ー メ ン		15			
箱 式		12			

2) 橋脚形式の選定

橋脚の形式は、道路および河川等の外的要素から制約を受けることがある。また、形式の選定にあたっては「美観」の面からも検討し、立地条件、区間等によって統一する等の配慮も必要である。

地形条件による選定の目安を以下に示す。

- (a) 河川部 …………… 壁式橋脚（小判形、特例として円柱式）。
 (b) その他一般部 …………… ラーメン橋脚（一層，二層），柱式橋脚，壁式橋脚。

ただし、高橋脚の場合（25～30m以上）には、I形橋脚（フレキシブル式）の採用、また柱壁の部材厚が3.5m以上となる場合（内空での施工性）には、中空形式の採用も考えられる。

山岳地帯の道路では、高橋脚となる場合がふえているが、橋脚形式の選定については、上部構造と合わせた橋梁全体としての形式、構造および経済性を検討するとともに、施工法も検討することが望ましい。なお、一般的な形式別適用高さの目安を表－解1.2.2に示す。

表－解1.2.2 橋脚の種類と一般的な適用高さの目安

橋脚形式	高 さ (m)				備 考
	10	20	30以上		
二 柱 式		15			R C床版 の場合 
ラーメン式 (一層)	5	15			
ラーメン式 (二層)		15	25		
壁 式 柱 式					中空壁式 を含む 
I 形			25		

(2)について

河川にかかる橋においては「河川管理施設等構造令」によらなければならない。躯体は洪水時の流水に著しい支障を与えない構造のものでなければならず、そのため平面形状はできるだけ細長い小判形またはこれに類する形状のものとし、その長径方向は洪水時の流線の流れを極力小さくするため洪水が流下する方向に平行にしなければならない。

1.3 許容応力度

1.3.1 常時における設計水位以下の鉄筋許容応力度

設計水位以下の部材の応力度計算における常時の鉄筋許容応力度は、一律に $\sigma_{ss} = 1,600 \text{ kgf/cm}^2$ (S D 295, S D 345) とする。

【解 説】

水中あるいは設計水位以下に設ける部材に関しては、鉄筋が腐食しやすい環境にあることを考慮して、安定計算における浮力有り・無しの設計ケースに関わらず、常時の鉄筋許容応力度は一律に $\sigma_{ss} = 1,600 \text{ kgf/cm}^2$ (S D 295, S D 345) とした。

ここで言う設計水位とは、河川橋においては「1.1.1 浮力、水位の考え方」に規定する水位 (H. W. L)、その他の橋梁においては地下水位を指すものとする。

なお、ウィングにおいても設計水位以下は同様とする。

1.3.2 ラーメン、箱式橋台の形状、及び許容応力度

- (1) 頂版の天端位置については、踏掛版天端位置と同じ考え方を標準とする。
- (2) パラペット頂部の鉄筋は、2次施工時における伸縮装置据付時の作業性を考慮して配筋するものとする。
- (3) 活荷重の繰返しを直接受ける頂版の鉄筋許容応力度は、鉄筋コンクリート床版橋に準ずるものとする。
- (4) 頂版、縦壁、底版等、部材別にコンクリート設計基準強度の使い分けは、原則として行わないものとする。

【解 説】

(1)について

踏掛版の位置が発注機関により異なり、以下の2案で運用されている。

- (a) 舗装直下に頂版を設置 ——— 路面勾配 (ハの字等) は、均しコンクリートで調整する。
- (b) 上層路盤の下に頂版を設置 —— 路面勾配は、路盤等で調整する。

(3)について

頂版の位置によって以下によるものとする。(許容応力度はいずれも S D 295 の場合)

(a) 活荷重の繰返しを直接受ける頂版(舗装直下)

常 時 ……鉄筋コンクリート底版橋に準じて道示Ⅲ3.2.2 鉄筋の許容応力度より支間10m以下の場合は $\sigma_{sa}=1,400\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、支間10mを超える場合は、 $\sigma_{sa}=1,600\text{kgf}/\text{cm}^2$ とする。

地震時 …… $\sigma_{sa}=2,700\text{kgf}/\text{cm}^2$

(b) 活荷重の繰返しを直接受けない頂版(上層路盤の下)

常 時 …… $\sigma_{sa}=1,600\text{kgf}/\text{cm}^2$

地震時 …… $\sigma_{sa}=2,700\text{kgf}/\text{cm}^2$

1.4 箱式橋台の設計

1.4.1 設計一般

- (1) 箱式橋台の土圧の計算に用いる土質定数は、施工箇所から採取した土質試料を用いて求めるべきであるが、表－解1.4.1の値を用いても良い。
- (2) 滑動の照査時における中詰土の単位体積重量は、安全側を考慮して $\gamma = 1.50 \text{ tf/m}^3$ として行うものとする。
- (3) 施工時の、直接基礎の安定計算においては、滑動に対する検討（安全率 $F_s = 1.50$ ）を行うこととする。その際、中詰土がない状態での限界裏込め高さについて検討し、施工計画を明記するものとする。
- (4) 中詰土については、躯体と同じ設計震度 K_H を用いるものとする。

【解 説】

(1)について

表－解1.4.1

地 盤	土 質	土の単位重量 (tf/m^3)	せん断抵抗角 (度)	粘 着 力 (tf/m^2)
盛 土	砂および砂れき	2.0	35	0
および	砂 質 土	1.9	30	0
裏込土	粘 性 土	1.8	25	0
箱 式 中 詰 土		1.8	30	0

上表は、道示 I 2.1.8 土圧及び、東北地方建設局設計施工マニュアル（橋梁編）に準じて定めたものである。なお、使用時における注意事項を以下に示す。

- ① 本表は土圧の計算に用いる数値を示したものである。
- ② 地下水位以下にある土の単位重量は、それぞれ表中の値から 0.9 を差し引いた値としてよい。
- ③ 碎石は砂れきと同じ値とする。また、ずり、岩塊などの場合は種類、形状、大きさ及び隙間などを考慮して定める必要がある。
- ④ 砂利まじり砂質土、あるいは砂利まじり粘性土にあっては、混合割合および状態に応じて適当な値を定める。
- ⑤ 地下水位は施工後における平均値を考える。
- ⑥ 裏込土とは、橋台背面に埋め戻される土の一般的な数値を示したものである。
また、橋台前趾の埋め戻しも、橋台背面裏込土と同じ単位重量を用いて良い。

(3)について

直接基礎形式の箱式橋台では、中詰土の施工のため、最初に橋台背面の裏込土を施工する事が想定されるため、条文の様な規定を設けた。

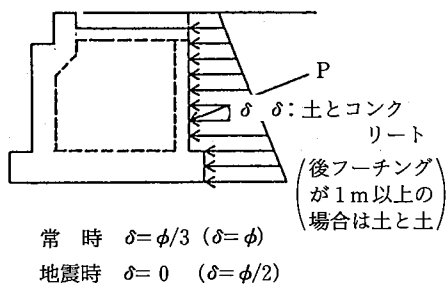
その際の安全率は、常時の安全率 $F_s = 1.50$ として考えるものとする。

1.4.2 箱式橋台に作用する土圧

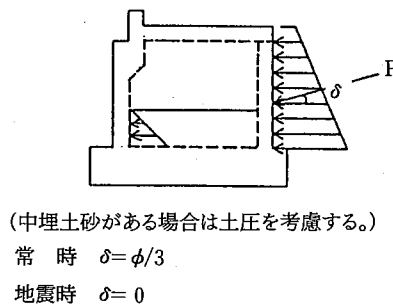
- (1) 箱式橋台に作用する土圧は、常時においてはクーロン土圧、地震時においては物部・岡部法によるものとする。

安定計算における壁面摩擦角は、後趾長が1.0m以上の場合は土と土とする。

(図 1.4.1)



a) 安定計算時



b) 部材計算時

図 1.4.1 土圧の考え方

- (2) 斜角を有する箱式橋台の安定計算時の土圧作用幅は、堅壁幅に側壁投影幅 (ℓ) の1/3を加えた幅とする。(図 1.4.2)

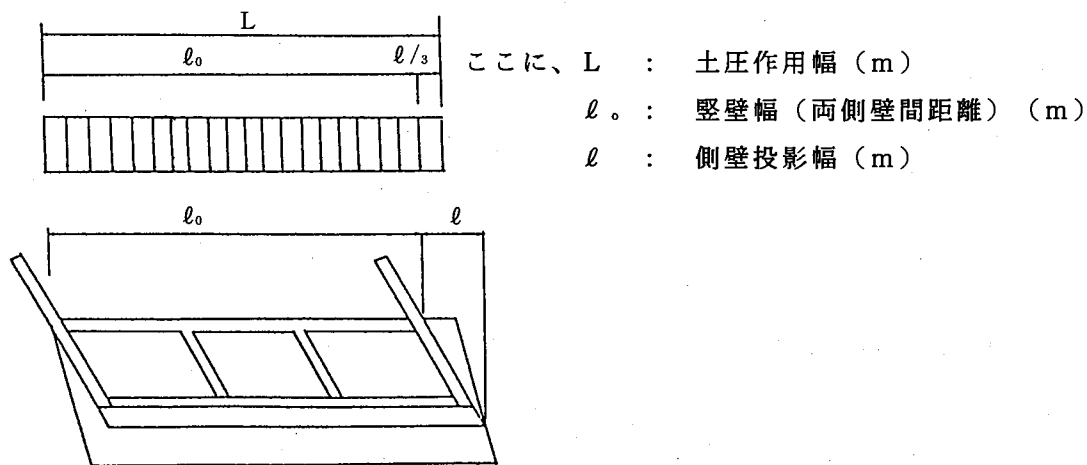


図 1.4.2 橋台の土圧作用幅

【解 説】

(2)について

斜角を有する箱式橋台の場合、逆T式橋台よりも側壁に作用する土圧の影響が大きい
ため（特に橋軸方向の延長が長くなる）、図 1.4.2に示す ℓ の幅が大きくなる。よって、
上記の様な土圧作用幅を考慮するものとした。

1.4.3 形状寸法の決定

- (1) 箱式橋台の後趾は、施工性を考慮し、水平方向のハンチは設けず、前フーチングの付け根部と同じ厚さとする。但し、フーチングは剛体として取扱える厚さとするのを原則とする。

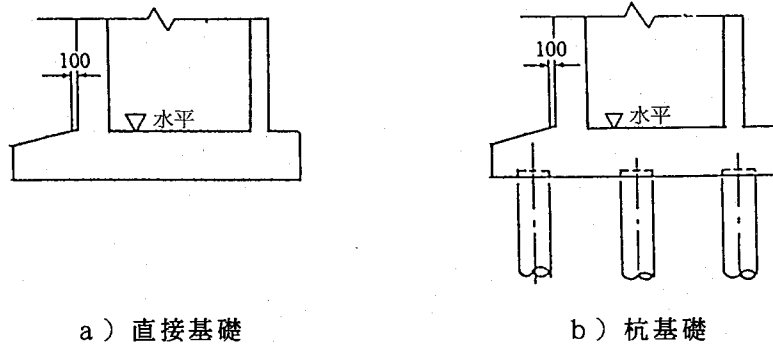


図 1.4.3 箱式橋台のフーチング形状

- (2) 前壁は、支承中心線が壁厚内に入るようにし、最小厚は70cm程度とする。また、隔壁、後壁及び側壁の最小厚も同様とする。

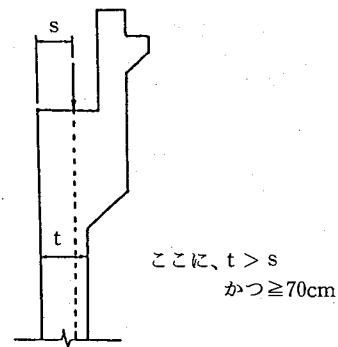
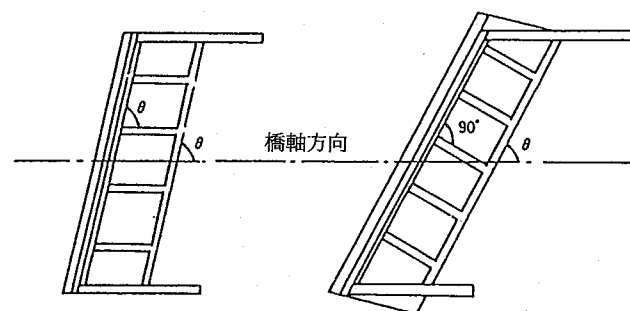


図 1.4.4 前壁の厚さ

- (3) 隔壁は、斜角に応じ、図 1.4.5の様に考えるものとする。

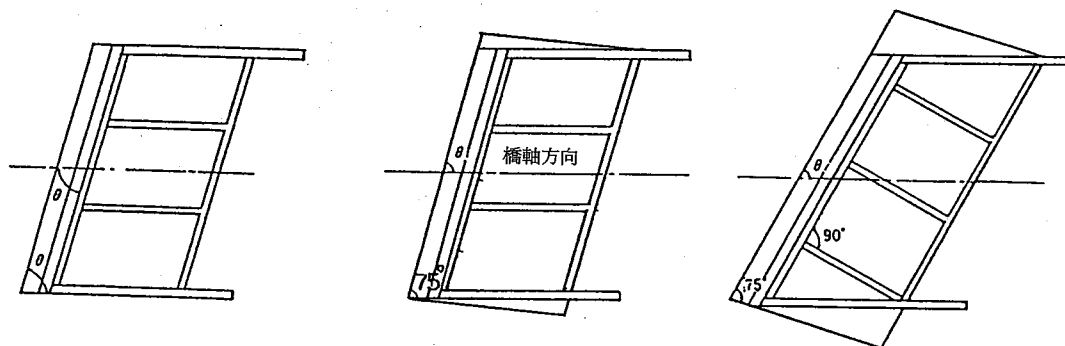


① $70^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$

② $\theta < 70^\circ$

図 1.4.5 斜角に応じた隔壁の考え方

(4) フーチングの平面形状は、斜角に応じ、図 1.4.6に示す形状とする。



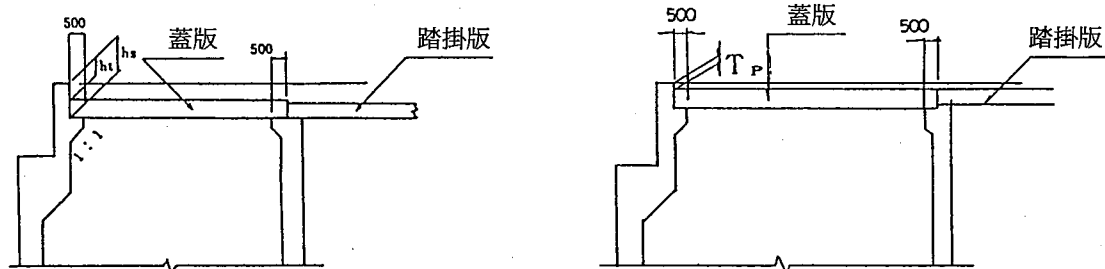
① $75^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$

② $70^\circ \leq \theta < 75^\circ$

③ $\theta < 70^\circ$

図 1.4.6 フーチングの平面形状

(5) 蓋版受台の形状は、発注機関により考え方が異なるため、以下の2案に準ずるものとする。



蓋版および踏掛版は2方向

水平に設置してよい

ht : 舗装厚 + 上層路盤

T_p : 踏掛版の舗装厚

① 上層路盤の下に設置する場合

② 舗装直下に設置する場合

図 1.4.7 蓋版受台の形状

1.4.4 部材の設計

- (1) 部材の設計に用いる土圧は、クーロン土圧とする。
- (2) 各部材のせん断応力度は、原則としてコンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容値を越えないものとする。
- (3) フーチングの設計は、直接基礎と杭基礎により、次の様に設計する。
 - ① 直接基礎 …………… 中詰土、自重及び地盤反力が作用する四辺固定版により設計する。
 - ② 杭基礎 …………… 中詰土、自重及び杭反力の作用する両端固定梁により設計する。
- (4) 前壁、側壁、後壁は施工時及び完成時に偏土圧及び地震力を受ける版として設計する。
- (5) 上部工反力、自重及び土圧等による全体としての曲げ及びせん断は、前壁の一部を圧縮フランジ、後壁の一部を引張りフランジ及び隔壁（あるいは側壁）をウェブと考えたT形梁によって受け持つと考える。この場合、前壁や後壁等は、土圧等を主部材であるT形梁に伝達する部材とみなして設計する。
- (6) 蓋版は自重、上載土重量及び活荷重を受ける橋軸直角方向に連続の全辺単純支承の版とみなして設計する。
- (7) パラペットの設計は、蓋版の反力と自重及び後輪荷重等の作用力に対して、壁を固定端とする片持梁として計算する。
- (8) 中詰土がある場合は、隔壁・側壁と前壁部、及び隔壁・側壁とフーチング部で、結合鉄筋について照査するものとする。設計は控え壁式橋台の結合鉄筋に準ずるものとする。

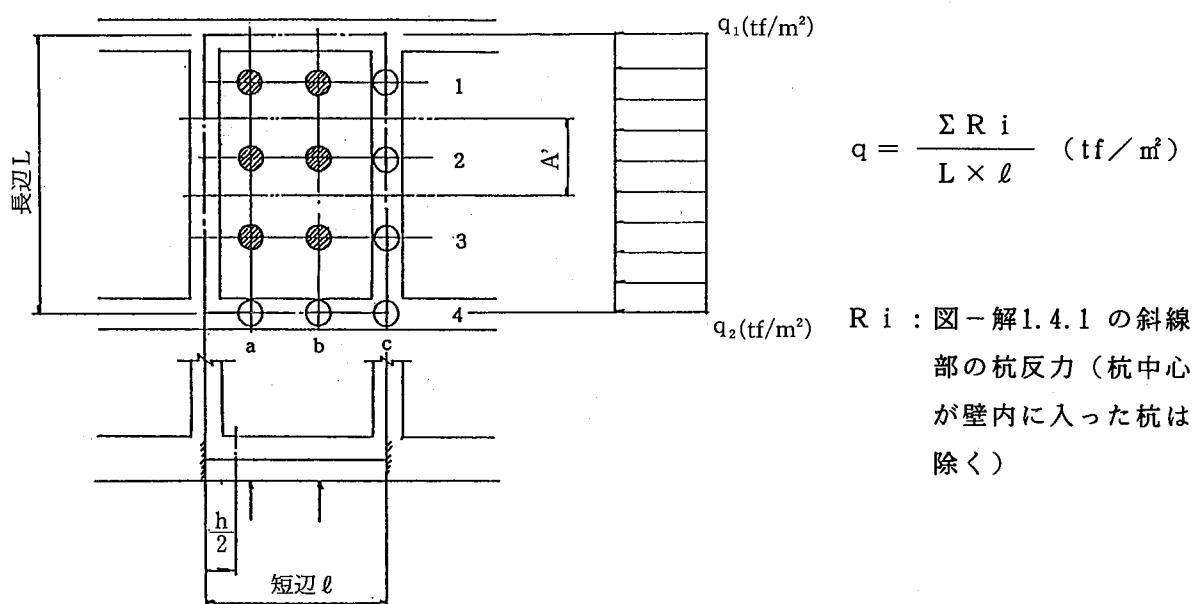
【解説】

(3)について

杭基礎の場合の箱式橋台のフーチングの設計は、以下の様に考える。

・曲げに対して

- (a) 図一解 1.4.1に示す様に、短辺方向の固定梁として設計する。その際、梁の支間は部材の軸線間とする。
- (b) 設計に使用する杭反力は、杭中心が壁内に入った杭を除き、部材軸線に囲まれる杭の内、最大反力（ t_f /本）を用いるものとする。
- (c) 部材の有効幅は、杭間隔（ A' ）とする。
- (d) 長辺方向については、杭反力を分布荷重におきかえて、四辺固定版により計算を行うものとする。



図一解1.4.1 杭基礎フーチングの設計

・せん断に対して

- (a) せん断応力度の照査は、軸線から $h/2$ の位置とし、計算は以下の様に行う。
 せん断応力度は、長辺 L の全幅に対して、せん断力 $R_{a1} \sim 3$, $R_{b1} \sim 3$ により、次式により照査を行う。この時、許容値を満足できない場合は部材厚を変更する。

$$\tau_m = \frac{\sum R_i \text{ による } S}{L \times d} \leq \tau_{a1}$$

R_i : 図一解1.4.1の斜線部の杭反力

S : 杭反力によるせん断力

d : 底版の有効高

L : 長辺の長さ

(4)について

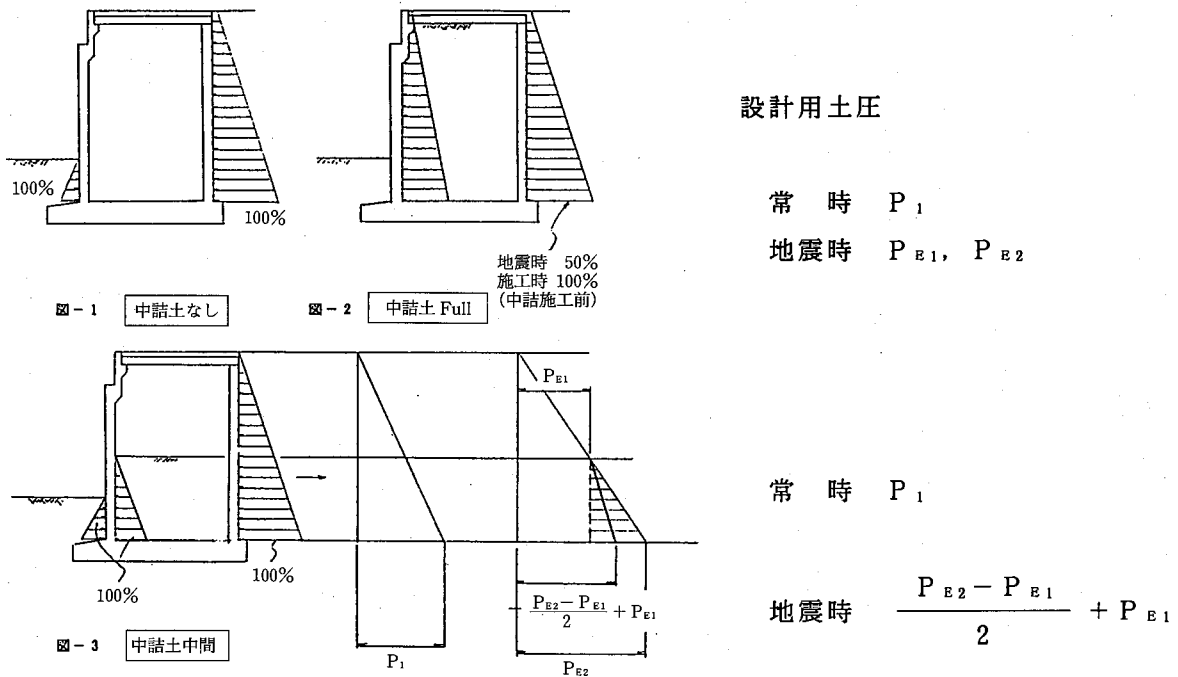
前壁、後壁、及び側壁に作用する土圧は、現場条件、及び施工条件により種々のタイプが想定されるため、各部材の設計土圧は、表一解1.4.2を参考にするとよい。

表－解1.4.2

部 材	中 詰 土 な し (杭基礎)	中 詰 土 Full (直接基礎)	中 詰 土 中 間 (直接基礎)
前 壁	外から100%	中から100% 外から100% (施工時)	中から100% 外から100% (施工時)
側 壁	外から100%	中から100% 外から100% (施工時)	中から100% 外から100% (施工時)
後 壁	外から100%	外から 50% (地震時) 外から100% (施工時)	外から 50% (地震時) 外から100% (常 時)
隔 壁	土圧作用なし	50%作用 (地震時)	50%作用 (地震時)

注)

- 1) 施工時における許容値は25%の割増しを考慮して良い。
- 2) 施工時における箱内部への中詰土の搬入は、各々均等に行う様に明記すること。
- 3) 中詰土がある場合の前壁・側壁に関しては、部材が最も不利となるケースを考えて中から100%，外から100%（施工時）の各々の土圧により設計するものとした。
- 4) 中詰土が中間の場合の後壁は、特に常時において外から 100%の土圧を作用させるものとする。これは仮に施工時において同様の検討を行った場合25%の割増を考慮する事となり、常時において許容値を満足すれば施工時も安全側になるという考えに基づいた。



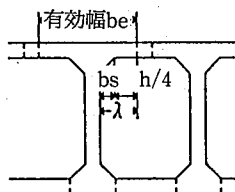
図－解1.4.2 各部材に作用する土圧

(5)について

隔壁の設計は、橋軸方向、橋軸直角方向について次の様に考えて設計するものとする。

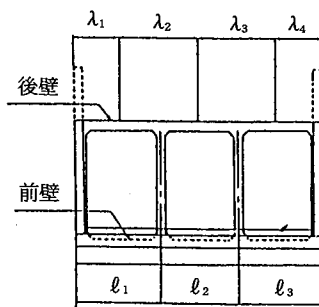
(a) 橋軸方向

片持ちT形梁の、圧縮フランジ部（前壁）片側有効幅（ λ ）は、 $\lambda = h/4 + bs$ とする（図－解1.4.3）。ここに、 h は前壁の高さである。また、S T形梁としての主鉄筋は、隔壁に両側ハンチを加えた範囲内におさめ、組立筋でこれを取り囲む様にする。



図－解1.4.3 T形梁の有効幅の考え方

各隔壁が分担する荷重は、図－解1.4.4 に示す様に、後壁土圧作用幅に応じて算出するものとする。



ここに、

$$\lambda_1 = l_1/2$$

$$\lambda_2 = (l_1 + l_2)/2$$

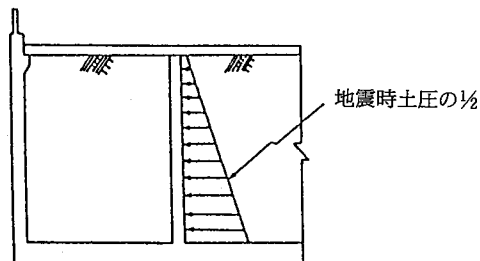
$$\lambda_3 = (l_2 + l_3)/2$$

$$\lambda_4 = l_3/2$$

図－解1.4.4 荷重の分担幅

(b) 橋軸直角方向

偏土圧として、地震時土圧の 1/2 を作用させた（中詰土有りの場合のみ）三辺固定版として設計するものとする。



図－解1.4.5 隔壁の地震時土圧の考え方

(6)について

蓋版の設計に用いる断面力は、次の様に算出するものとする。

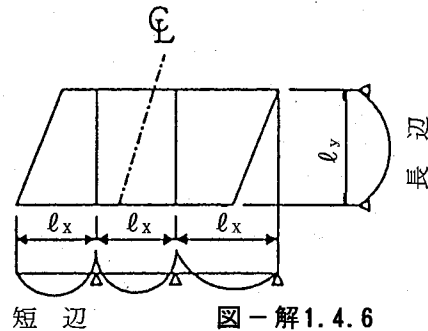
(a) 橋軸方向

橋軸方向の最大曲げモーメント M_y は、橋軸直角方向のスパン中央最大曲げモーメント M_x に対して、表－解1.4.3に示す分担係数を乗ずる事により求める。

表－解1.4.3 全辺単純支承スラブに等分布荷重が作用するときの曲げモーメント

ℓ_x / ℓ_y	$M_x / w \ell^2$	M_y / M_x	ℓ_x / ℓ_y	$M_x / w \ell^2$	M_y / M_x
0.40	0.1110	0.245	0.75	0.0670	0.612
0.45	0.1039	0.286	0.80	0.0615	0.684
0.50	0.0973	0.328	0.85	0.0561	0.757
0.55	0.0911	0.377	0.90	0.0511	0.831
0.60	0.0849	0.435	0.95	0.0465	0.915
0.65	0.0787	0.492	1.00	0.0423	1.000
0.70	0.0728	0.550			

活荷重の繰返しを直接受ける蓋版の鉄筋許容応力度は鉄筋コンクリート床版に準ずるものとする。（ ℓ_x / ℓ_y = 短辺 / 長辺）



(b) 橋軸直角方向

1) 自重及び上載土

次式により単位幅当りの最大曲げモーメントを算出する。

$$\text{支点最大曲げモーメント ; } M_d = \frac{W_d \cdot \ell^2}{8} \quad (\text{tf} \cdot \text{m} / \text{m})$$

$$\text{支間最大曲げモーメント ; } M_d = \frac{W_d \cdot \ell^2}{10} \quad (\text{tf} \cdot \text{m} / \text{m})$$

ここに W_d ; 自重，上載土を含めた単位幅当りの等分布荷重 (tf / m)

ℓ ; スパン長 (m)

2) 活荷重

連続版の最大曲げモーメントは、活荷重の有効載荷幅を考慮して次式により算出する。

a) 支間最大曲げモーメント

$$Ml = K \cdot m$$

$$K = \frac{Ml_2}{Ml_3}$$

$$m = \frac{Ml_1}{B}$$

ここに Ml ; 単位幅当りの支間最大曲げモーメント (tf・m/m)

Ml_1 ; 連続ばりとして求めた支間最大曲げモーメント (tf・m/m)

$$Ml_1 = \frac{Wl \cdot \ell^2}{10}$$

Wl ; 橋軸方向有効載荷 に作用する等分布荷重 (tf/m)

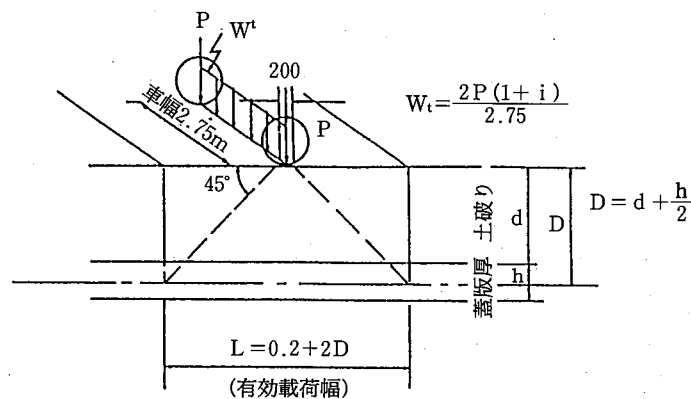


図-解1.4.7

i ; 衝撃係数

表-解1.4.4 衝撃係数

D (m)	$0.15 \leq D \leq 1.0$	$1.0 < D \leq 2.0$	$2.0 < D \leq 3.0$	$D > 3.0$
i	0.3	0.2	0.1	0

P ; 輪荷重 (tf)

B ; 橋軸方向の版全幅 (m)

Ml_2 : 有効幅を考慮した単純梁としての単位幅当りの最大曲げモーメント (tf・m/m)

$$Ml_2 = \frac{Vl' \cdot x}{be} \left(1 - \frac{x}{\ell_1}\right) \cdot \left(1 - \frac{u_1}{2\ell_1}\right)$$

Vl ; 端スパン $Vl = Wl \cdot u_1$ (ここに $u_1 = \ell_1$) (tf)

中間スパン $Vl = Wl \cdot u_2$ (ここに $u_2 = (\ell_1 - c) / 2$) (tf)

ただし、 ℓ_1 は端スパンは 0.8ℓ ，中央スパンは 0.6ℓ とする。

be ; 橋軸方向有効幅 (m)

$$be = L + 2.4x \left(1 - \frac{x}{\ell_1}\right) \leq B$$

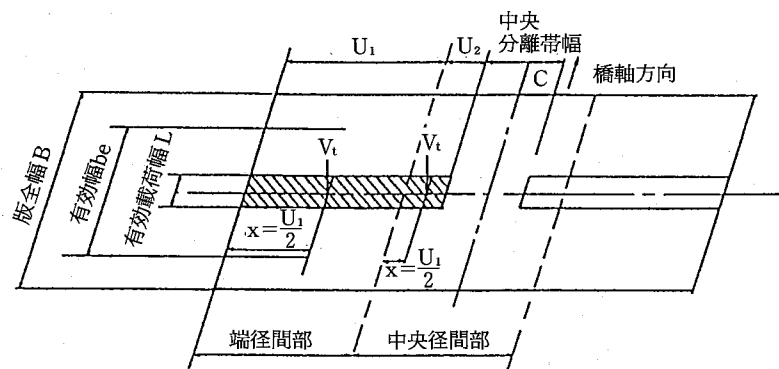


図-解1.4.8

Ml_3 ; 有効幅を考慮しない単純梁としての単位幅当りの曲げモーメント (tf・m/m)

$$Ml_3 = \frac{Wl \cdot \ell_1^2}{8} \cdot \frac{1}{B}$$

b) 支点最大曲げモーメント

$$Ml = K' \cdot mc$$

$$mc = \frac{Ml_4}{B}$$

$$K' = (K_1 + K_2) / 2$$

ここに、 Ml ; 単位幅当りの支点最大曲げモーメント (tf・m/m)

Ml_4 ; 連続梁として求めた支点最大曲げモーメント (tf・m)

$$Ml_4 = \frac{Wl \cdot \ell^2}{8}$$

K_1, K_2 ; a) で求めた端径間部の係数 K_1 , 中央径間部の係数 K_2

(8)について

結合鉄筋は、図－解1.4.9 に示す様に、隔壁・側壁と前壁部、さらに隔壁・側壁とフーチング部の結合部へ入れる。所要鉄筋量は、次式で求める。

$$A_s \geq S / \sigma_{sa}$$

①の場合 …… 前壁設計時のせん断力を用いる。

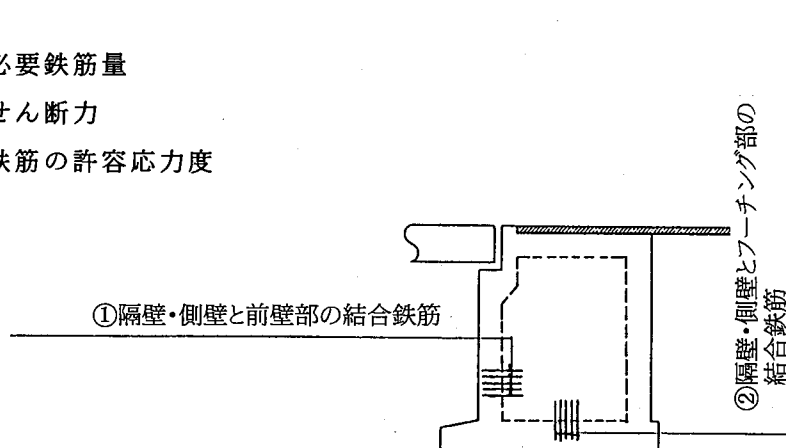
②の場合 …… フーチング設計時のせん断力を用いる。

但し、

A_s ; 必要鉄筋量

S ; せん断力

σ_{sa} ; 鉄筋の許容応力度



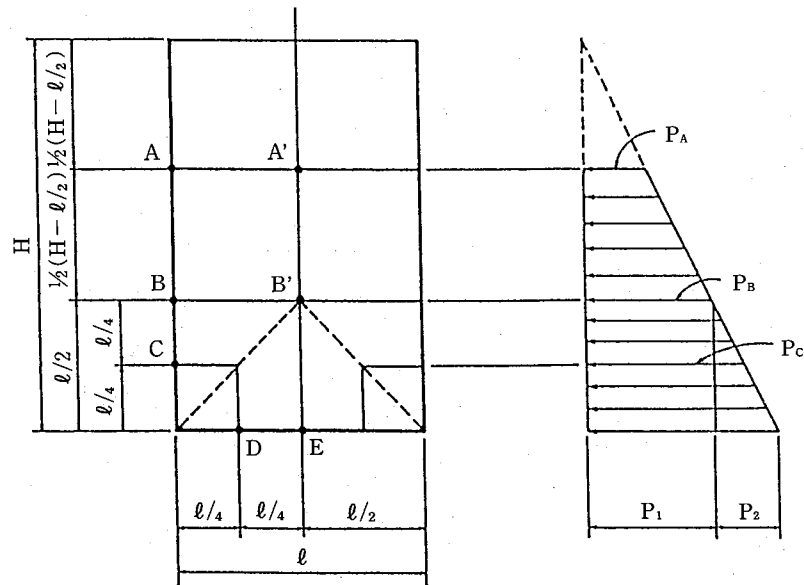
図－解1.4.9 結合鉄筋

《参 考》

固定版の設計は、以下の様に行って良い。

① 三辺固定版

三辺固定版の断面力は図－解1.4.10によって算出するものとした。



形状図

主働土圧

図－解1.4.10 断面力算出位置

尚、固定版の平均せん断応力の照査位置は安全側を考え、部材の軸線上から $h/2$ の位置で検討を行うものとする。

表－解1.4.5 三辺固定版の断面力

位 置		水 平 方 向					鉛 直 方 向	
		固 定 端			支 間 中 央		固 定 端	
		A	B	C	A'	B'	D	E
断 面 力	モーメント M	$k_M \cdot \frac{p \ell^2}{10}$			$k_M \cdot \frac{p \ell^2}{24}$		$k_M \cdot \left(\frac{p_1}{2} + \frac{p_2}{6} \right) \cdot \frac{\ell^2}{4}$	
	せん断力 S	$k_S \cdot \frac{p \ell}{2}$			—		$k_S \cdot \left(p_1 + \frac{p_2}{2} \right) \cdot \frac{\ell}{2}$	
補 正 係 数	k_M	1.0	0.7	0.4	1.0	1.0	0.3	0.5
	k_S	1.0	1.0	0.5	—	—	0.5	1.0

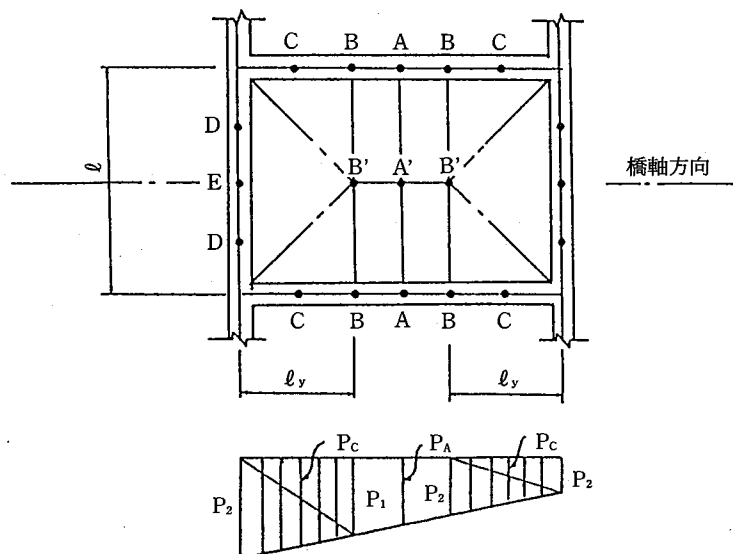
ここに k_M ; モーメントの補正係数

k_S ; せん断力の補正係数

p ; 断面力算出位置での土圧強度 (P_A , P_B , P_C)

② 四辺固定版

四辺固定版の断面力は図－解1.4.11によって算出するものとした。



図－解1.4.11 断面力算出位置

表－解1.4.6 四辺固定版の断面力

位 置		直 角 方 向					橋 軸 方 向	
		固 定 端			支 間 中 央		固 定 端	
		A	B	C	A'	B'	D	E
断 面 力	モーメントM	$k_M \times \frac{p_s \cdot \ell^2}{10}$	$k_M \times \frac{p_1 \cdot \ell^2}{10}$	$k_M \times \frac{p_c \cdot \ell^2}{10}$	$k_M \times \frac{p_s \cdot \ell^2}{24}$	$k_M \times \frac{p_1 \cdot \ell^2}{24}$	$k_M \times \left(\frac{p_1}{3} + \frac{p_2}{6} \right) \ell^2$	$k_M \times \left(\frac{p_1}{3} + \frac{p_2}{6} \right) \ell^2$
	せん断力S	$k_s \times \frac{p_s \cdot \ell}{2}$	$k_s \times \frac{p_1 \cdot \ell}{2}$	$k_s \times \frac{p_c \cdot \ell}{2}$	—	—	$k_s \cdot (p_1 + p_2) \ell$	$k_s \cdot (p_1 + p_2) \ell$
補 正 係 数	k_M	1.0	0.7	0.4	1.0	1.0	0.3	0.5
	k_s	1.0	1.0	0.5	—	—	0.5	1.0

ここに、 k_M ；モーメントの補正係数

k_s ；せん断力の補正係数

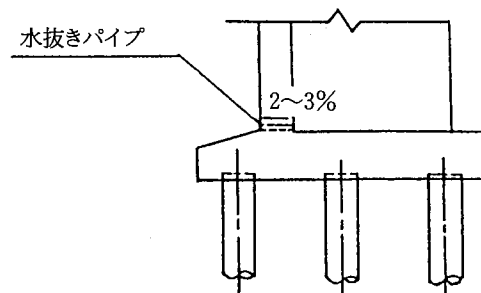
1.4.5 その他の細目について

- (1) 箱内部に侵入する水に対しては、水抜き処理を実施する事を図面に明記する。
- (2) 蓋版の支承部は、ゴム支承(150×150×10～@750)を設置するものとする。
- (3) 箱式橋台の配筋法は、下記を標準とする。
 - ・配力筋は、主鉄筋の 1/4以上程度とする。
 - ・圧縮筋は、主鉄筋の 1/4以上程度とする。但し、フーチングの圧縮鉄筋は主鉄筋の1/3以上とする。

【解 説】

(1)について

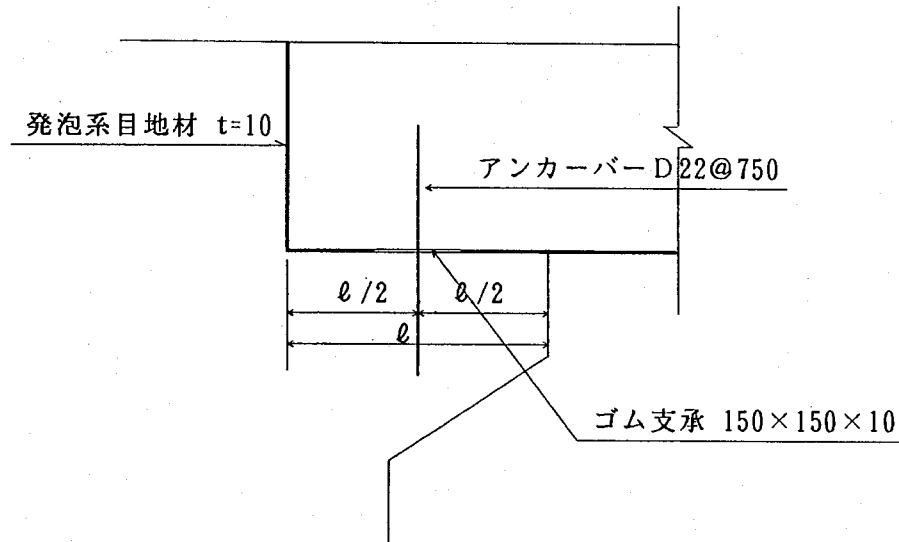
図－解1.4.12に水抜き処理の一例を示す。(目安は1ヵ所／2～4mとする)



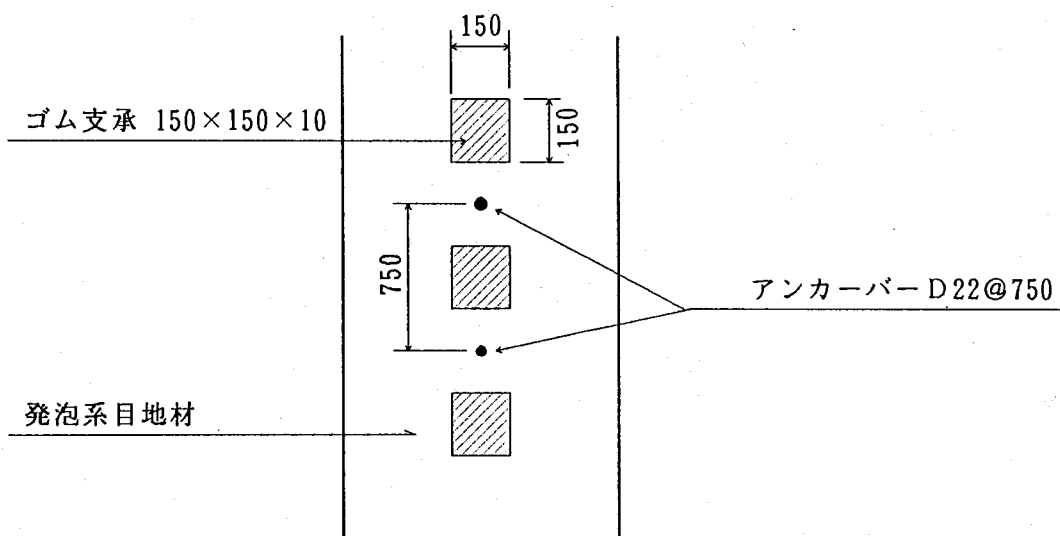
図－解1.4.12

(2)について

支承部の詳細は以下に示す通りとする。尚、アンカーバーは前壁部のみに、ゴム支承は前壁、側壁、隔壁、後壁の全てに設置するものとする。



図－解1.4.13 支承部詳細図（断面図）



図－解1.4.14 支承部詳細図（平面図）

(3)について

上記は、箱式橋台の配筋法の一例として示したが、その考え方は発注機関によって異なるため、設計に当たっては発注機関と協議の上、決定するものとする。

1.5 Iセクション橋脚の設計

1.5.1 形状寸法について

Iセクションの形状寸法は、図1.5.1を標準とする。

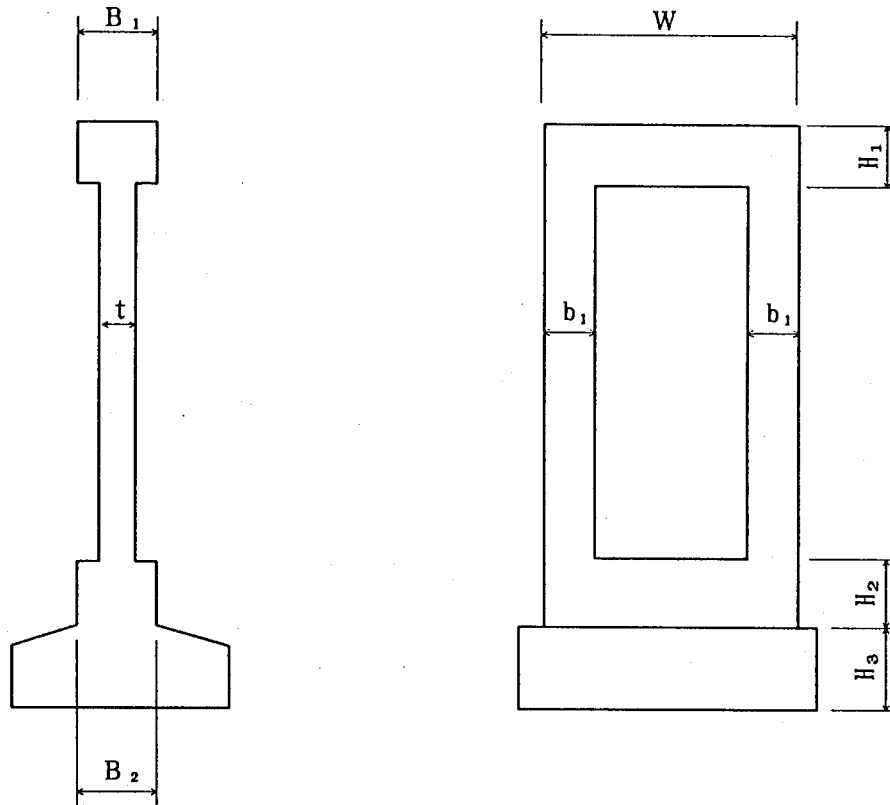


図1.5.1 Iセクション橋脚形状図

- (1) 柱幅 (B_1 , B_2)は、10cm単位を標準とする。
- (2) 中壁厚さ (t)は、施工性を考慮して、60cm以上とし、10cm単位を標準とする。
- (3) 柱橋軸直角方向の両端幅 (b_1)は、景観性を考慮し、全体幅 (W)の $1/3 \sim 1/4$ 程度で10cm単位を標準とする。
- (4) 柱天端厚さ (H_1)は、景観性を考慮し、(3)の b_1 と同程度を標準とする。
- (5) 柱基部矩形断面(充実部)の高さ (H_2)は部材の各応力度を満足させ、かつ連続する橋脚との景観性も配慮して決定するものとする。

【解 説】

高橋脚の場合、橋脚形式として経済性、美観性からIセクションの採用が考えられるが、その一般的な形状寸法についての決め方を示したものである。

(5)の柱基部矩形断面(充実部)について、充実部を設けずIセクション断面とする($H_2 = 0$)場合もある。

柱基部矩形断面(充実部)を設ける高さ (H_2)は、「1.5.2 柱基部の有効断面及び変化位置」により検討し、決定するものとする。

1.5.2 有効断面及び断面変化位置

(1) 柱基部の有効断面

図1.5.2の通りとする。

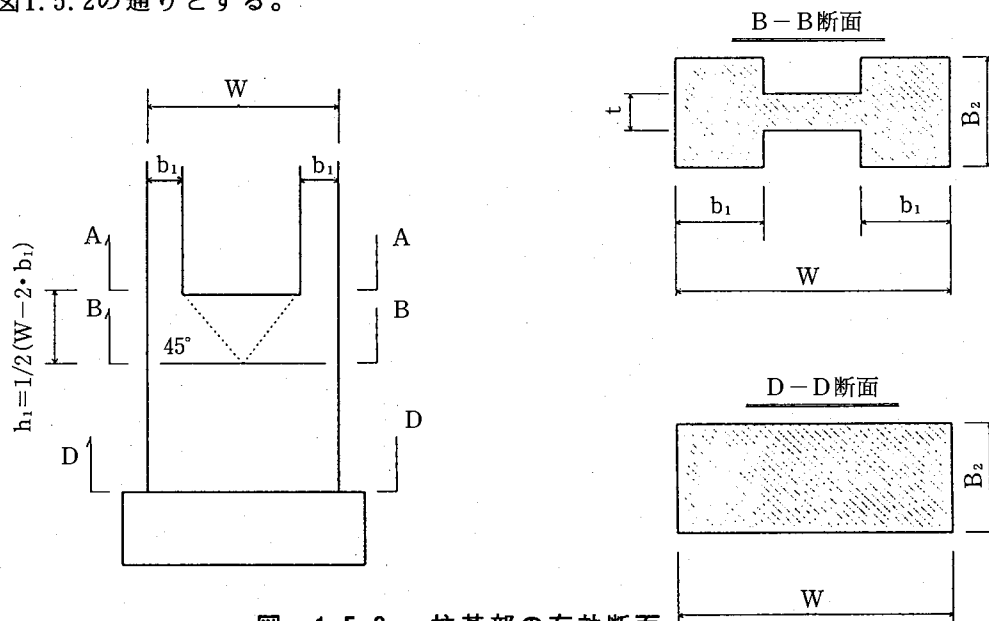


図-1.5.2 柱基部の有効断面

A-A断面からB-B断面まで応力計算上の有効断面は、Iセクション断面とする。

B-B断面からD-D断面まで応力計算上の有効断面は、矩形断面とする。

(2) 断面変化位置

矩形断面からIセクション断面への変化位置（A-A断面）は、充実部軸方向鉄筋の段落とし位置に相当するため、A-A断面から、 $h_2(d + \text{定着長})$ 下がった位置（D-D断面）で応力照査を行なうものとする。

このとき、 h_2 区間のせん断応力度は、道示IV4.2コンクリートの許容応力度に示す値 τ_{s2} の2/3 以下とする。

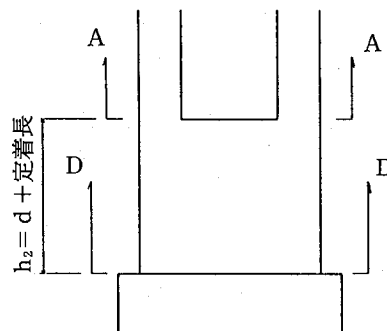


図-1.5.3 断面変化位置

(3) Iセクション部橋軸直角方向せん断力に対する有効断面

橋軸直角方向せん断力に対する有効断面は、部材有効厚 $t \times$ 部材有効高（ $W - \text{かぶり}$ ）とする。

【解 説】

柱基部に矩形断面（充実部）を設ける場合の、その高さ（ H_2 ）は、底版への応力伝達を考慮し、 $h_1 = 1/2 (W - 2 \cdot b_1)$ を満足させる。また、コンクリート断面が矩形断面から I セクション断面に変化するため応力集中等で有害なひび割れが鉄筋の定着部に発生しないように $h_2 = d + \text{定着長}$ も満足させるものとする。

上記の矩形断面（充実部）の高さ（ H_2 ）が h_1 、 h_2 とも満足できない場合は、計算上すべて I セクション断面と仮定し、各応力計算を実施するものとする。

1.5.3 I セクション橋脚の柱の配筋

(1) 基本事項

(a) 主鉄筋の配置は 2 段以下を標準とする。

(b) 実応力度は圧縮鉄筋量を複鉄筋（ $A_{s'} = A_s$ ）で算出することを標準とする。

(2) 軸方向鉄筋は各断面の計算上有効断面を考慮し、必要鉄筋量、最小鉄筋量を満足する鉄筋とする。

(3) 帯鉄筋は、下記に示す位置に、十分な帯鉄筋をその断面に短辺の範囲で配置する。

① 柱とフーチング結合部

② 軸方向鉄筋量の変化位置

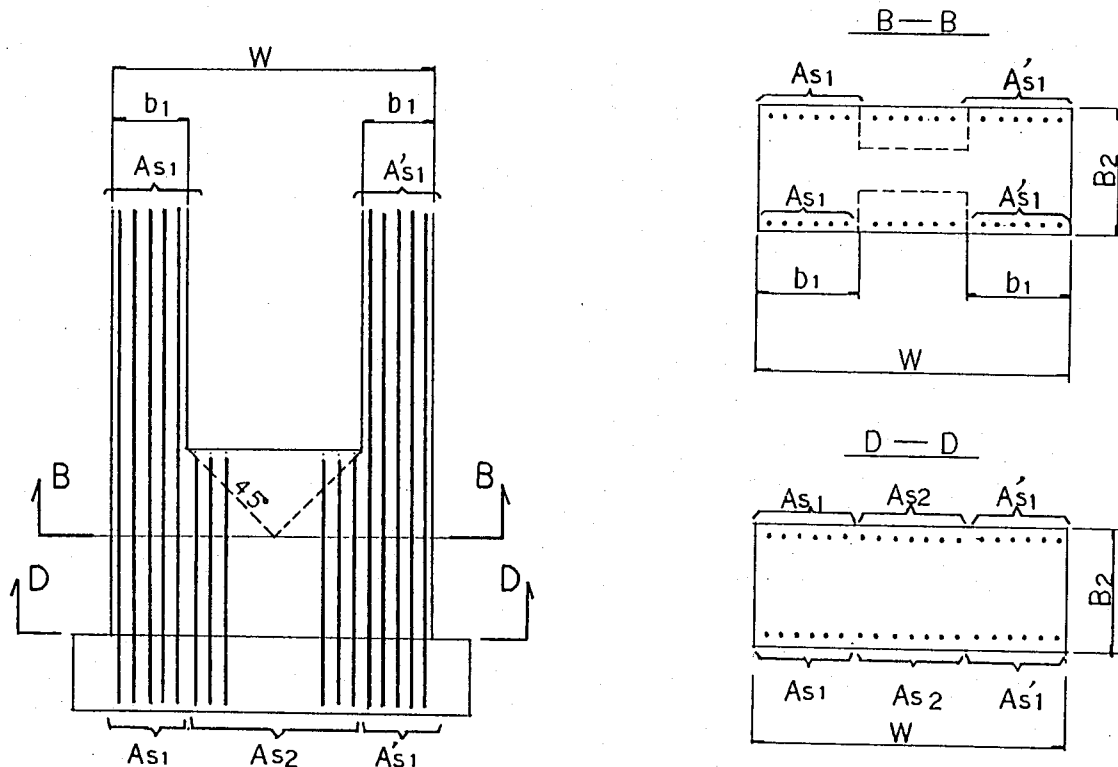
③ コンクリート断面が矩形断面から I セクション断面に変化する位置

(4) 中壁の水平鉄筋は、梁のスターラップとしての最小鉄筋量を満足させるものとする。中壁の鉛直鉄筋は、施工時の変形防止のため、最小 D16@ 250 程度を配筋する。

また、十分な幅止め鉄筋を配置する。

【解 説】

(2) 軸方向鉄筋



図－解 1.5.1 軸方向鉄筋

(a) B－B断面での計算

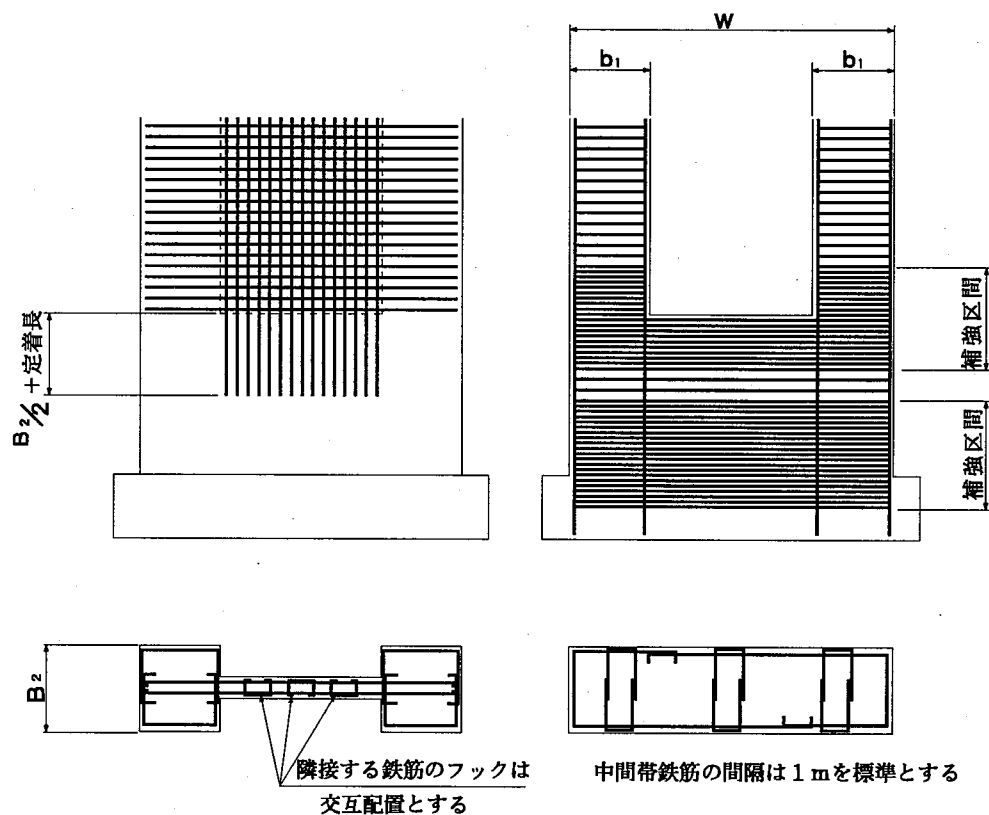
有効断面は、Iセクション断面とする。鉄筋量は、 (b_1) に配置する $A_{s1} + A_{s'1}$ のみを考慮し、応力度照査を実施する。

(b) D－D断面での計算

有効断面は、矩形断面とする。鉄筋量は、柱橋軸直角方向幅（W）に配置する $A_{s1} + A_{s2} + A_{s'1}$ を考慮し、応力度照査を実施する。

(c) A_{s2} の鉄筋量の決定は、D－D断面における必要鉄筋量と、 A_{s1} の1/2以上の鉄筋量を比較して、大きい方以上を配筋する。但し、その時の鉄筋径は A_{s1} と同径とする。

(3) 帯鉄筋



図－解 1.5.2 充実部及び柱の帯鉄筋

帯鉄筋の補強鉄筋量については、道示IV3.4.2 鉄筋の配置 式－解 3.4.3より求めるものとする。

(4) 中壁の鉄筋

中壁は、橋軸直角方向力に対して、片持梁としての機能を持つことから、水平方向鉄筋は、梁のスターラップとしての最小鉄筋量を満足させることとした。

最小鉄筋量は、異形棒鋼を用いる場合、次に示す値とする。

$$A_w \geq 0.002 t \cdot a$$

ここに、 A_w : 間隔 a で配筋される水平鉄筋量 (cm²)

t : 中壁の厚さ (cm)

a : 水平鉄筋の鉛直方向間隔 (cm)

鉛直方向鉄筋の充実部への埋込み長は (中壁の有効高) / 2 + 定着長とする。

1.6 構造細目

1.6.1 逆T式橋台の形状寸法

逆T式橋台の形状寸法は、図1.6.1を標準とする。

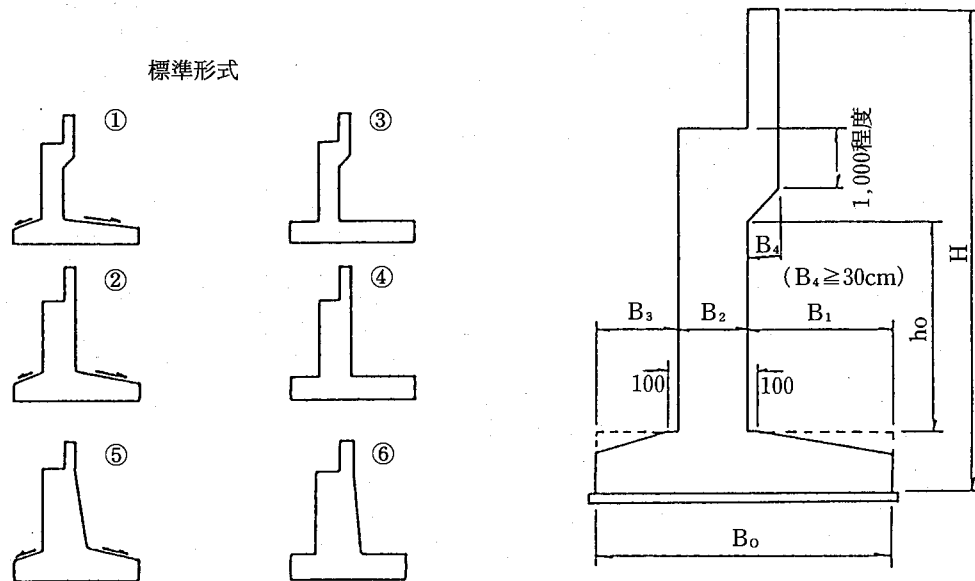


図1.6.1 逆T式橋台の形状

- (1) フーチング幅 (B_0)は50cm単位を標準とする。但し杭基礎のうち最小間隔で幅が決定される場合または障害物、用地境界等によりフーチングが制約される場合は10cm単位とする。その他各部寸法は10cm単位を標準とする。
- (2) 後フーチング (B_1)が 3.0m未満の場合はフーチング上面を水平にすることができる。(③, ④, ⑥形式)
- (3) 橋座前面は鉛直とし、張出し形式は極力さけるのがよい。
- (4) たて壁背面高 (h_0)が 2.0m以下および段差 (B_4)が30cm未満の場合は、背面を鉛直とすることが望ましい。(②, ④形式)
- (5) たて壁にて断面を大きくする場合にはパラペット付根よりたて壁付根に向って背面側で拡幅する。(⑤, ⑥形式)
- (6) 底版の突起は、設けないのが望ましい。

【解 説】

逆T式橋台の形状寸法は、建設省制定土木構造物標準設計図集を参考に定めた。

フーチング上面における型枠設置余裕幅10cmは、作図のときのみ考慮し、設計時には無視して良いものとする。突起を設ける場合は、十分な検討が必要である。

1.6.2 架け違い橋脚の沓座縁端距離

架け違い橋脚のように、沓座に段差がある場合の内側支承縁端距離は、支承からのせん断破壊面を考慮して決定するものとする。

【解 説】

下部構造頂部における橋軸方向の支承縁端と下部構造頂部縁端との間の距離 S (cm) は次に示す値以上とする。

- ・ 桁の支間長100m以下 $S = 20 + 0.5 \ell$
- ・ 桁の支間長100m以上 $S = 30 + 0.4 \ell$ (ℓ : 支間長m)

特に重要な橋で道示V3.6 耐震設計上の地盤種別に規定するⅢ種地盤では、 S は35cm以上とする。

沓座に段差がある場合の内側支承縁端距離 S' (cm) は図－解1.6.1～2によるものとする。

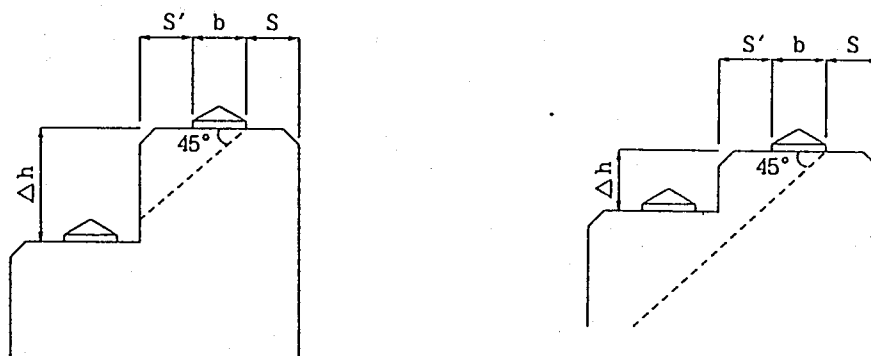
(a) 鋼製支承，鋼製下沓のあるゴム支承

i) $\Delta h > S' + b$ の場合。

$S' \geq S$ とする

ii) $\Delta h \leq S' + b$ の場合。

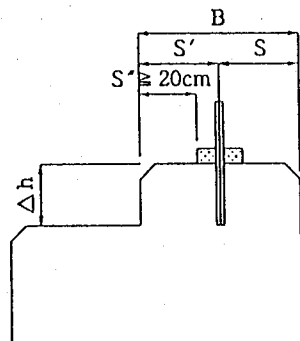
$S' \geq 20\text{cm}$ とする



図－解1.6.1

(b) ゴム支承（アンカーバーで水平力を負担する支承）

- ・ Δh と支承（アンカー）からのせん断面に関係なく $B \geq 2 \cdot S$ とする。
ただし、ゴム支承縁端からも $S'' \geq 20\text{cm}$ を確保するものとする。



図－解1.6.2

S : 外側支承縁端距離
S' : 内側支承縁端距離
S'' : ゴム支承縁端と下部構造頂部
縁端との距離
b : 支承の橋軸方向幅
 Δh : 杓座の段差高

1.6.3 橋座の排水勾配

橋座部には、排水勾配を設け、コンクリート表面を平滑に仕上げて水たまりができないようにするものとする。

また、美観上汚れが特に問題となる場合には、排水が下部工コンクリート面を汚すのを避けるように、排水構造を配慮するものとする。

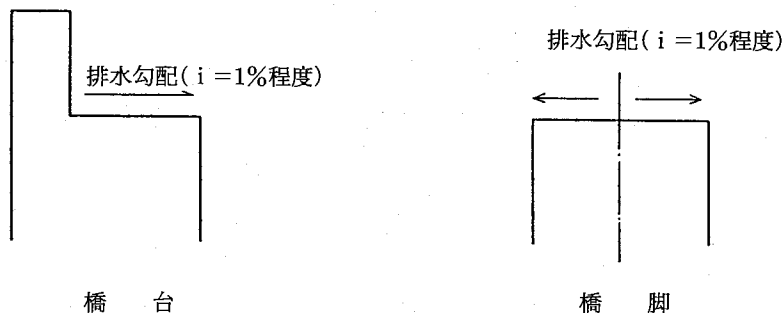
【解 説】

橋座部は、一般に風通しが悪く、湿潤状態が保たれやすい。しかも、伸縮装置からの漏水等の損傷、ごみの堆積等の問題が生じた場合には環境が劣悪となり、冬期には凍害を発生させる原因となる。

したがって、橋座部には環境を良好に保つように形状を工夫する必要がある。

施工時に排水勾配を設けさせるため、図面等に表示することが望ましい。

この時、橋座高さの勾配による諸寸法の影響は、図面、材料に考慮しないものとする。



図－解1.6.3 橋座の排水勾配

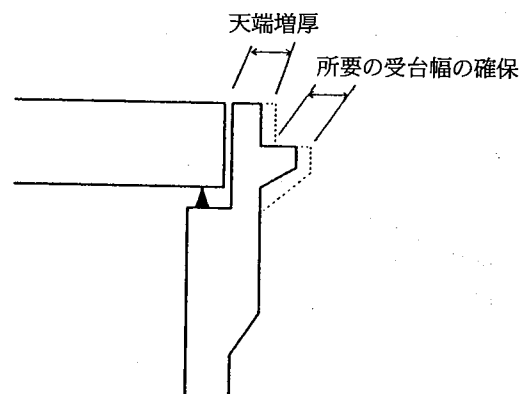
1.6.4 伸縮装置の誘導板設置におけるパラペットの構造

伸縮装置の誘導板設置により、パラペット天端を増厚しなければならない場合がある。この場合のパラペット構造として天端のみ増厚し処理することを標準とする。

【解 説】

パラペット天端を増厚する場合、踏掛版の受け台とのとり合いを考慮する。

参考例として、図－解1.6.4に示す。



図－解1.6.4

1.6.5 最小鉄筋量及び最大鉄筋量

(1) 軸方向鉄筋の最小鉄筋量と最大鉄筋量

a) 柱部材

$$0.0015A \quad (0.008A') \leq A_s \leq 0.06A$$

A_s : 軸方向鉄筋の断面積 (cm^2)

A : 柱の全断面積 (cm^2)

A' : 柱の必要断面積 (cm^2)

$$A' = N / (0.008\sigma_{sa} + \sigma_{ca})$$

N : 軸方向力 (kgf)

σ_{sa} : 鉄筋の許容圧縮応力度 (kgf/cm^2)

σ_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度 (kgf/cm^2)

b) はり部材 (底版含む)

$$0.002b \cdot d \leq A_{st} \leq 0.02b \cdot d$$

ただし、 $4/3M \leq M_c$ の場合はこの規定によらなくてよい。

A_{st} : 軸方向引張主鉄筋の断面積 (cm^2)

b : 部材断面幅 (cm)

d : 部材断面の有効高 (cm)

M_c : 部材のひび割れ曲げモーメント ($\text{kgf} \cdot \text{cm}$)

M : 部材の設計曲げモーメント ($\text{kgf} \cdot \text{cm}$)

(2) 表面鉄筋 (ひび割れ防止) の最小鉄筋量

$$\text{鉄筋量} \geq 5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

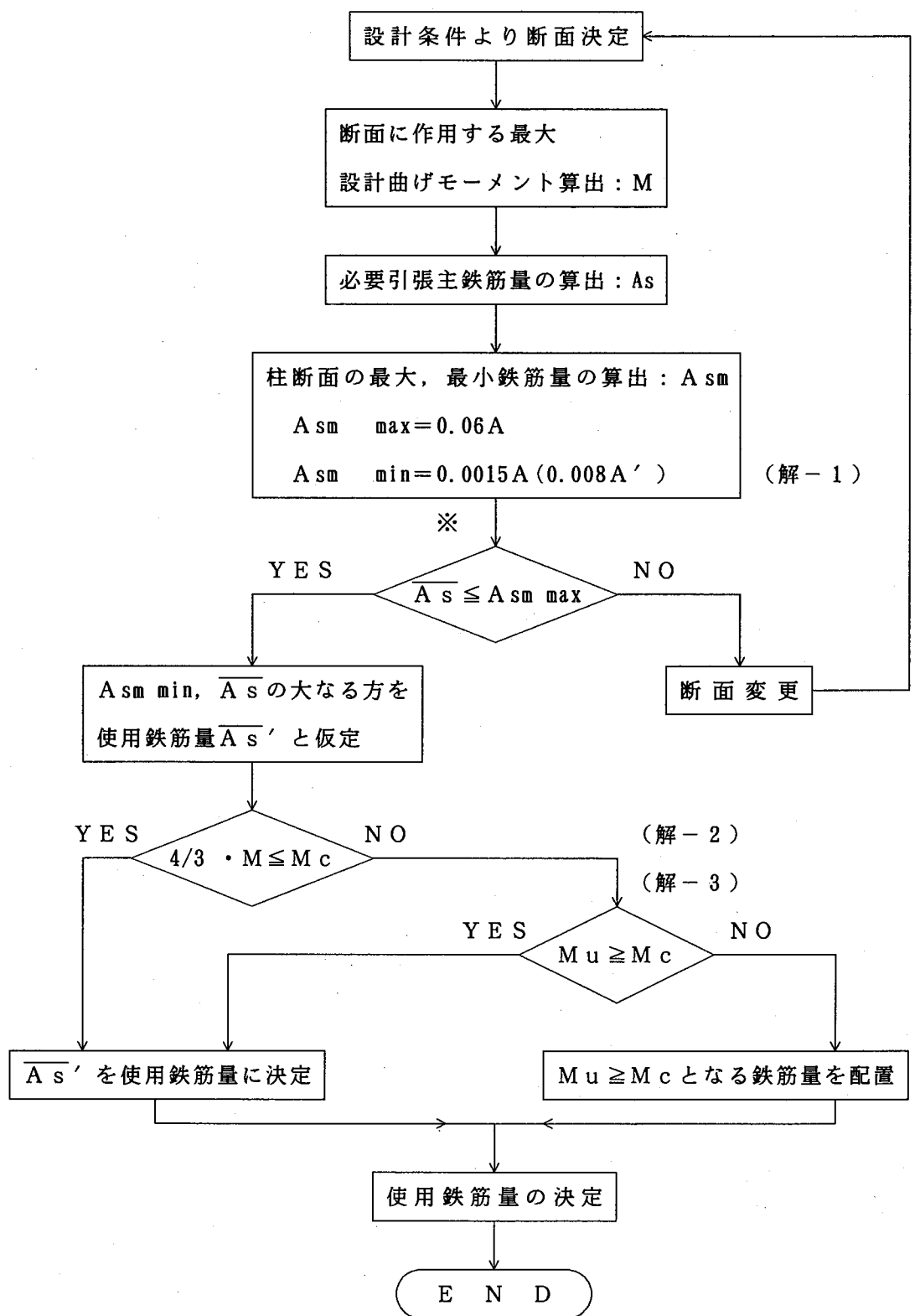
【解 説】

最小鉄筋量の規定は、部材のぜい性的な破壊を防ぐために規定したものである。ただし、柱部材において $0.0015A$ により最小鉄筋量が決定される場合、部材形状によっては極端に過大な鉄筋量となることがある。この場合は、雑誌「道路」1983. 5月号の解説より、 $0.008A'$ 以上の鉄筋量のみを満足させればよい。

また、橋台たて壁、橋脚柱 (軸力と曲げモーメントを受ける部材) のように「柱」、 「はり」といった分類が必ずしも明確でない部材については「柱部材」の最小鉄筋量を満たすとともに、その部材の破壊抵抗曲げモーメント M_u がコンクリートのひび割れ曲げモーメント M_c 以上となるような軸方向引張主鉄筋を配置するのがよい。(設計曲げモーメント M の $4/3$ 倍が、ひび割れモーメント M_c 以下の場合は $M_u \geq M_c$ を満たさなくてよい。)

以下に柱部材、はり部材の引張主鉄筋の使用鉄筋量算出のフローチャートを示す。

- (1) 軸方向鉄筋の使用鉄筋量
 (a) たて壁・柱の使用鉄筋量



※ A_s : 軸方向鉄筋の総数

(解-1) : A_{sm}

計算上必要なコンクリート断面積の0.8%以上の鉄筋量を配筋する。

$$A_{sm} = 0.008 \cdot A'$$

$$A' = N / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{ca})$$

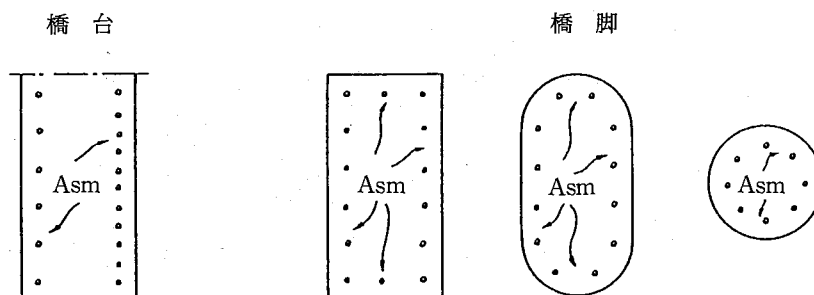
ここに、

A' : 柱の断面積 (cm^2)

N : 軸方向力 (kgf) (常時の最大軸力)

σ_{sa} : 鉄筋の許容圧縮応力度 (kgf/cm^2) (SD 295 A, B $\sigma_{sa} = 1,800 \text{ kgf}/\text{cm}^2$)

σ_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度 (kgf/cm^2) $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{ck} = 210 \text{ kgf}/\text{cm}^2 \\ \sigma_{ca} = 55 \text{ kgf}/\text{cm}^2 \end{array} \right\}$



(解-2) ひび割れ曲げモーメント : M_c の計算方法

$$M_c = Z_c \left(\sigma'_{ck} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、 M_c : ひび割れ曲げモーメント ($\text{kgf} \cdot \text{cm}$)

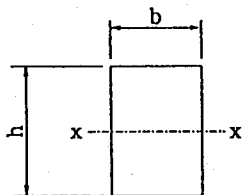
Z_c : コンクリート部材の断面係数 (cm^3)

σ'_{ck} : コンクリートの曲げ引張強度 (kgf/cm^2)

N : 設計軸力 (kgf)

A_c : コンクリート部材の断面積 (cm^2)

$\sigma'_{ck} = 0.9 \sigma_{ck}^{2/3}$ (σ_{ck} : コンクリート設計基準強度) (kgf/cm^2)



(解-3) 破壊抵抗曲げモーメント : M_u の計算法

① 軸力がない場合

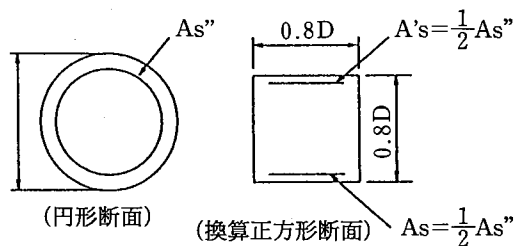
$$M_u = A_s \sigma_{sy} \left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \sigma_{ck} b} \right)$$

② 軸力がある場合

$$M_u = C \left(\frac{h}{2} - 0.4 \chi \right) + T s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T s \cdot \left(\frac{h}{2} - d'' \right)$$

$$N = C + T s' - T s$$

また、部材断面が円形の場合には、下図に示すように換算正方形断面として破壊曲げモーメントを求めてよい。



ここに、 M_u : 破壊抵抗曲げモーメント ($\text{kgf} \cdot \text{cm}$)

A_s : 引張主鉄筋の全断面積 (cm^2)

σ_{sy} : 鉄筋の引張降伏応力度 (kgf/cm^2)

d : 部材断面の有効高さ (cm)

b : 部材断面の有効幅 (cm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm^2)

C : コンクリートの圧縮応力度の合計 (kgf)

$$C = 0.68 \sigma_{ck} \cdot \chi \cdot b$$

T_s : 引張鉄筋の引張応力度の合力 (kgf)

$$T_s = A_s \cdot \sigma_{sy}$$

$T_{s'}$: 圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力 (kgf)

$$T_{s'} = A_{s'} \cdot \sigma_{s'}$$

$A_{s'}$: 圧縮鉄筋の全断面積 (cm^2)

$\sigma_{s'}$: 圧縮鉄筋の応力度 (kgf/cm^2)

h : 部材高 (cm)

d' : 圧縮縁から圧縮鉄筋図心までの距離 (cm)

d'' : 引張縁から引張主鉄筋図心までの距離 (cm)

χ : 部材圧縮縁から中立軸までの距離 (cm)

D : 円形断面部材の直径 (cm)

$A_{s''}$: 円形断面部材の主鉄筋の全断面積 (cm^2)

N : 設計軸力 (kgf)

破壊抵抗曲げモーメントの計算においては、
一般に死荷重のみを考慮する。

1.7 基礎の設計

1.7.1 フーチングの根入れ深さ

フーチングの根入れ深さは、最小土被り厚さを50cm以上確保して決定するものとする。ただし、現場条件に制約される場合は、この限りではない。

【解 説】

フーチングの根入れ深さは、道示IV6.3 支持層の選定と根入れ深さ、および道示IV6.4 設計上の地盤面の規定に基づいて定めるものとする。

一般的な橋台・橋脚において50cm以上の土被り厚さを確保すれば凍結作用を受ける恐れはないが、50cm以上確保できない場合は、凍結作用の影響について検討を行うのがよい。

1.7.2 斜面上の直接基礎の天端余裕幅

- (1) 斜面上の直接基礎を計画する時の天端余裕幅（S1）の目安は下記によって良い。尚、S1は支持層に対する天端余裕幅、Bは橋軸方向底版幅をいう。

土 砂 系 $S1 = B$ 程度

軟 岩 $S1 = B / 2$ 程度

硬 岩 $S1 = 1.0\text{m}$ 程度

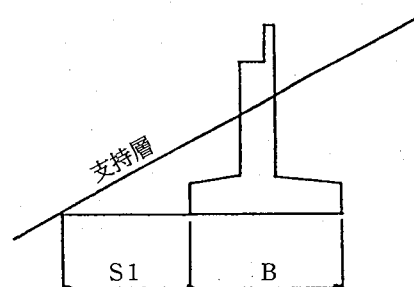


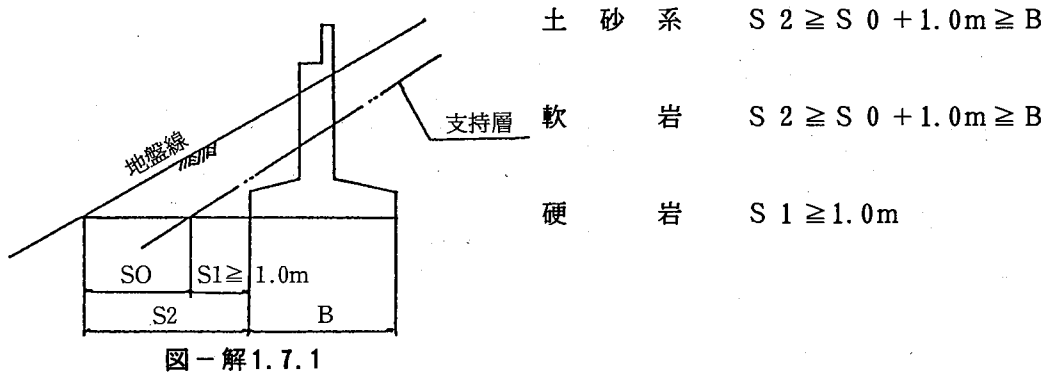
図1.7.1

- (2) 支持層が土砂、崖錐及び風化岩等に覆土されているときは、覆土を含めて天端余裕幅を求めるものとする。この時の天端余裕幅は、支持層に対するS1と覆土厚（S0）を加えて求められるS2（ $= S0 + S1$ ）が橋軸方向底版幅より大きくなる場合にはS1を縮小して良い。ただし、この時のS1の最小値は1.0mとする。
- (3) 上記(1)、(2)は橋梁計画時の目安として用い、詳細設計時には斜面上の基礎地盤の支持力算定法により極限支持力の安全性を確認するものとする。
- ただし、根入れ深さは「1.7.1 フーチングの根入れ深さ」による。

【解 説】

(2)について、

$S_2 > B$ の時は図－解1.7.1のように計画する



1.7.3 置換コンクリート

斜面上の直接基礎における置換コンクリートは、発注機関と協議のうえ使用することとする。使用する場合には以下の事項に留意する。

(1) 置換コンクリートの形状

・置換コンクリートの面積

一方向の場合 $A_2 \leq 1/3 \times A_1$

二方向の場合 $A_2 \leq 1/4 \times A_1$

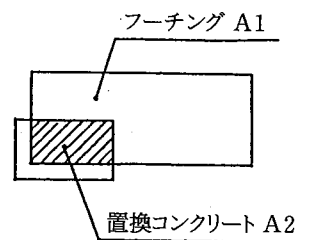


図1.7.2

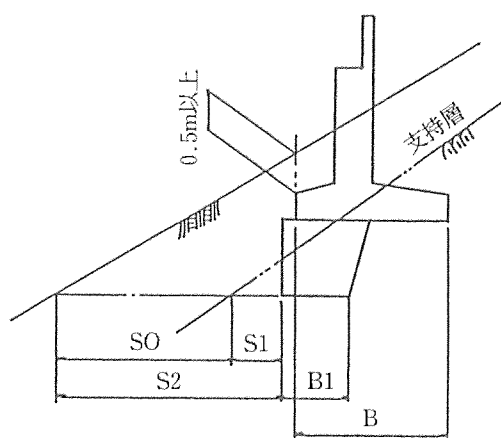
・置換コンクリートの高さは3.0m以下とし、段数は1段までとする。

(2) 構造細目

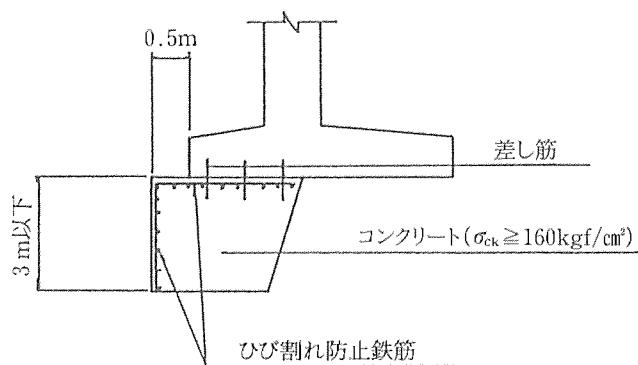
- ・コンクリートの品質は $\sigma_{ck} \geq 160 \text{ kgf/cm}^2$ とする。
- ・置換コンクリートの上面及び前面には、ひび割れ防止鉄筋を配置する。
($A_s \geq 5.0 \text{ cm}^2/\text{m}$)
- ・フーチングと置換コンクリートは、差し筋により連結する。

【解 説】

置換コンクリートの根入れ及び底版幅（ B_1 ）は、斜面上の直接基礎としての天端余裕幅を確保するとともに、安定計算により安定を確認する。なお、安定計算は、日本道路公団「設計要領 第二集」を参考にするとい。



図－解1.7.2



図－解1.7.3 置換コンクリートの細目

2. 杭基礎の設計

2.1 杭の施工方法

- (1) 道路橋に用いる杭の工法は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編に規定されている打込み杭工法，中掘り杭工法，場所打ち杭工法を基本とする。
- (2) 中掘り杭の杭先端処理方法は、鋼管杭，コンクリート系杭ともに最終打撃方式，セメントミルク噴出攪拌方式，コンクリート打設方式のいずれかとする。ただし、コンクリート打設方式については、場所打ち杭に準じたスライム処理が可能な杭径，条件でなければ使用しないこととする。

【解説】

- (1) 道路橋示方書Ⅳ下部構造編に規定されていないプレボーリング工法，ジェット工法などは橋梁基礎としての実績が少なく、また、載荷試験データが蓄積されていないことから、基本的には採用しないこととした。

プレボーリング工法，ジェット工法などを現場条件により使用せざるを得ない場合には、支持機構について載荷試験等により別途検討することとする。

- (2) コンクリート打設方式は、PCウェル、または、粘土地盤や岩盤のようにセメントミルク噴出攪拌方式ができない場合のみ適用することとし、かつ、場所打ち杭に準じたスライム処理が可能な場合のみ適用できる。したがって、通常の杭径においては、スライム処理が難しいことから、コンクリート打設方式は使用しないことを基本とする。

2.2 杭の配列

杭は長期の荷重に対して均等な荷重を受けるように配置し、組杭を基本とする。また、直杭を原則とする。

【解説】

中抜きおよび千鳥配置により杭本数を減らす場合においては、経済性を追求するばかりではなく構造物のバランスを考慮し、長期荷重に対してできるだけ均等な荷重分担となるように決定するものとする。

2.3 杭の軸方向バネ定数

(1) 杭の軸方向バネ定数は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編9.6.1 杭の軸方向バネ定数式－解9.6.1によって推定してよい。

(2) 杭の根入れ比 $L/D < 10$ となる場合の設計では軸方向バネ定数(k_v)を下記によって推定し行ってもよい。

CASE 1 : 道示Ⅳ式－解9.6.2に $L/D = 10$ を代入した a より k_v 算出

CASE 2 : 道示Ⅳ式－解9.6.2に L/D をそのまま代入した a より k_v 算出

ただし、設計においてはこれら2ケースにより推定される k_v に対して、安定計算、各部材の断面計算とも安全となるよう照査するのが望ましい。

【解 説】

(1) $L/D \geq 10$ については、杭の支持形式によらず道示Ⅳ9.6.1 杭の軸方向バネ定数式－解9.6.1により k_v を推定してよい。

(2) $L/D < 10$ の杭については、類似した載荷試験記録などを参考にして総合的に k_v を決定することが望ましいが、設計ではデータがないことが多く、その推定については今後の研究に期待するところである。

「杭基礎設計便覧」(日本道路協会)「3. 杭のバネ定数」では、岡原らによる研究成果が参考として紹介されており、これらを含めた総合的な判断が必要と思われるが、 $L/D = 10$ 前後で道示Ⅳによる k_v と大きく異なる場合があり、設計の連続性に欠けるため判断に注意を要する。

注) CASE 1 の k_v は $L = 10 \cdot D$ で算出する。

2.4 薄層に支持される杭

支持層の厚さが薄く、その下に弱い層もしくは圧密層がある場合には、その支持力及び沈下についての安全性を確かめなければならない。

【解 説】

道示Ⅳ9.4.4 群杭の考慮 図－解 9.4.9に示すように支持層以深での荷重分散を考慮し、圧密沈下量は道示Ⅳ6.7.3 圧密沈下に従って検討する。

また、場所打ち杭については、杭基礎設計便覧「7. 薄層に支持された杭」に紹介されている先端支持力度の補正係数も考慮し総合的に判断することが望ましい。

2.5 岩盤を支持層とする杭

- (1) 岩盤を支持層とする場合の許容支持力算定において、岩根入れ部の周面摩擦力度を考慮することとする。また、この時の杭周面摩擦力度は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編9.4.1 1本の杭の軸方向許容押込み支持力 表－解 9.4.4砂質土又は粘性土の値のうち小さい方を用いてよい。
- (2) 有限長杭 ($1 < \beta l < 3$) の杭直角方向変位および断面力は、杭先端の影響を受けるため支持条件を考慮する必要がある。岩盤を支持層とし、杭径程度の根入れを確保した場合、杭先端ヒンジおよび固定の条件に対して照査することとする。

【解 説】

- (1) 道示Ⅳ参考資料「6. 軟岩・土丹を支持層とする打込み鋼管杭の軸方向押込み支持力の推定法(案)」により杭先端(支持層内)の極限支持力(P_u)を推定する場合において、支持層内の杭周面摩擦力度は P_u に含まれているため、杭周面摩擦力度を重複して考慮しないよう設計時に注意する必要がある。

2.6 場所打ち杭の杭本体の設計

場所打ち杭の杭本体照査は、最大軸力と最小軸力の両方について行うものとする。

【解 説】

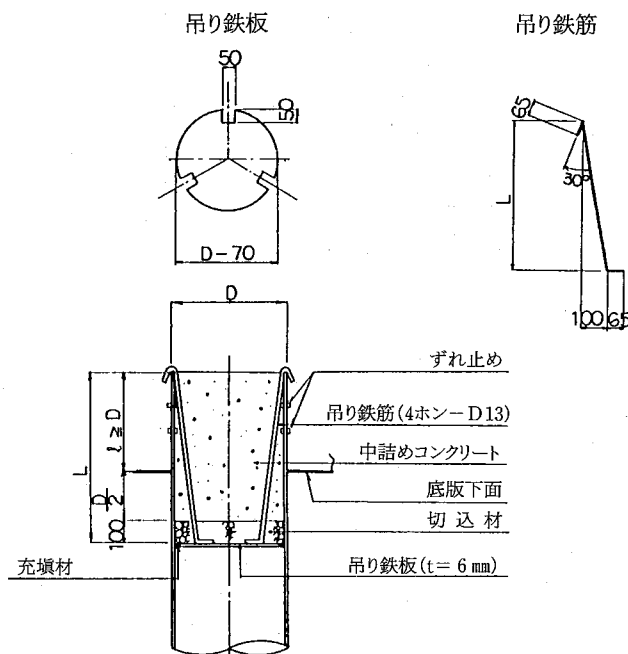
従来、場所打ち杭の杭本体照査については、杭頭に引き抜き力が作用しない場合（押し込み力のみの場合）でも、押し込み力=0の場合を照査していたが、この照査は必要としない。

2.7 鋼管杭中詰めコンクリート打設時吊り型枠

鋼管杭のフーチングとの結合方法としては、方法A，方法Bが道路橋示方書Ⅳ「9.3 杭とフーチングの結合部」に示されているが、この方法A，方法Bともに、杭頭部には中詰めコンクリートを打設するものとする。また、中詰めコンクリートは、杭内部に土砂を所定高さまで中埋めするか、型枠を設けて打設することとする。

【解 説】

北海道において橋梁下部工の鋼管杭とフーチング結合方法は、方法Aが一般的に用いられている。方法Aにおいて吊り型枠を用い、中詰めコンクリートを打設する場合の参考図を図－解2.7.1に示す。

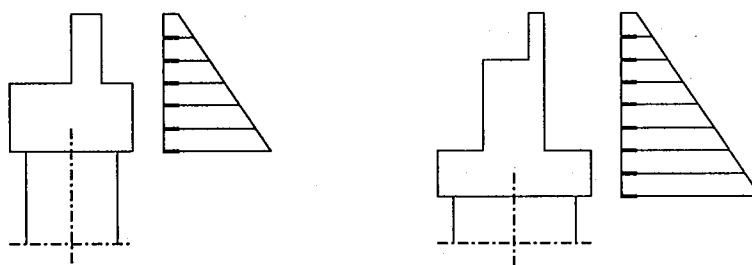


図－解2.7.1 吊り型枠参考図

3. 深 礎 杭 の 設 計

3.1 土圧計算時の壁面摩擦角の考え方

安定計算における土圧計算時の壁面摩擦角は、橋台の形状に応じて図-3.1.1を標準とする。



a) 土とコンクリート

b) 土と土

図-3.1.1 壁面摩擦角の考え方

【解 説】

枕梁形式の橋台のように、パラペット高と枕梁高がほぼ同じになるような場合は、安全側の設計となるように、壁背面と土との間の壁面摩擦角として「土とコンクリートの間の摩擦角」を適用することとした。

図-3.1.1 b)のように、パラペットと枕梁（底版）との間にたて壁を設ける場合は、「土と土との間の摩擦角」を適用する。ただし、この場合、枕梁（底版）の後趾に当たる部分の水平長さが1.0m以上確保される場合に限られる。

3.2 深礎杭の本数

橋台の深礎杭は、2本以上を基本とする。

【解 説】

日本道路公団では4本組杭を基本とし、可動橋脚や橋台では2本杭、 ϕ 5.0m以上の剛体基礎とみなせるものは単独基礎で良いとの記述があるが、北海道では単独杭の施工実績が多い。

橋台の基礎は、土圧や地震荷重によるねじれ等の問題があり、2本以上を基本とした。

3.3 深礎杭の天端位置

深礎杭の天端位置は、最小施工ヤード、施工後の地山整形などを考慮して決定しなければならない。

【解 説】

深礎杭の天端高さの決定は、最小施工ヤードを確保して決定することが多く、その場合下記の2ケースが考えられる。

CASE-1 施工ヤードを確保した形で盛土を行い、深礎杭を施工する。

(施工ヤードの高さが天端高となる)

CASE-2 施工ヤードを確保して切土(オープン開削もしくは土留アンカー)を行い、深礎杭を施工する(切土地盤の高さが天端高となる)

いずれの場合も、完成時に杭を露出させない方法とし、施工後の法面処理を考慮する必要がある。

また、枕梁もしくは底版の根入れ深さは、完成後の地山整形に対して凍結の影響に配慮するとともに、地山を極力切らない自然環境保全にも配慮した設計が望ましい。

最小施工ヤードについては、近年の施工事例を調査した結果、深礎杭端部から1～2 mを確保している例が多い。

3.4 段差フーチングの場合の段差の目安

段差フーチングを採用する場合の段差高は、最大3 mを標準とする。

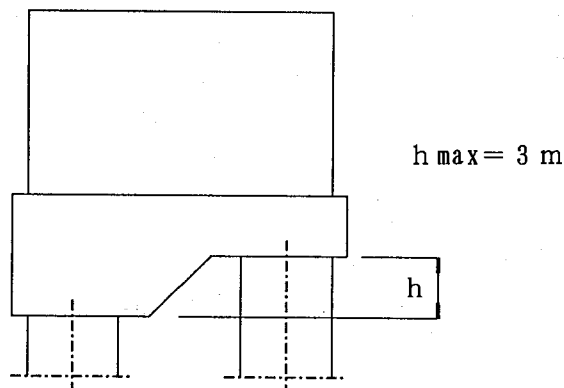


図-3.4.1 段差フーチングの段差高

【解 説】

斜面上の基礎のように、段差フーチングを用いて地山掘削を少なくする場合の段差高の目安を規定した。

底版の下面と同様に上面にも段差をつけた場合は、型枠設置やコンクリート打設時の施工性が劣るだけでなく、壁の応力分担上でも不明確となることから、底版形状は図-3.4.1のようにするのが望ましい。

また、二方向に段差を設けた場合は構造的に複雑となり、施工性も悪くなるため一方向だけにするのが望ましいが、自然保護の面からは地山掘削を極力小さくするのが良く、仮設土留工を設けるなど総合的な検討が必要である。

4. 耐震設計

4.1 落橋防止装置

(1) 落橋防止装置は以下に示す条件の場合、桁端から下部構造縁端までの長さ (S_E) と併用することが望ましい。

- ・ 地震後の救助活動、復旧活動に特に重要な橋、こ道橋およびこ線橋など落橋により二次的な災害の発生の恐れのある橋
- ・ 斜角60度以下の斜橋、半径100m以下の曲線橋
- ・ 高橋脚を有する橋など固有周期の長い橋（一般的に、固有周期 1.5秒程度以上）

(2) 落橋防止装置を設置する場合は、固定支承、可動支承とも次式により設計水平力を算出する。

$$H_R \geq 2.0 \cdot k_h \cdot R_d$$

ここに、

H_R ：落橋防止装置の設計に用いる水平力

k_h ：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編4.2 設計水平震度に規定する設計水平震度

R_d ：死荷重による鉛直反力、ただし、2連の橋を相互に連結する構造ではいずれか大きい方の値を取るものとする。

【解説】

落橋防止装置は、可動支承・固定支承ともに設置することを基本とする。

しかし、固定支承は可動支承に比べて構造が簡単で、荷重の伝達も比較的明確であることや、過去の災害例でも可動支承の災害が多いことから、固定支承部には設置していない例もある。

このため、実際の運用に当たっては、各発注機関と協議を行うのが望ましい。

北海道土木技術会コンクリート研究委員会資料

第145号

北海道におけるコンクリート橋および 橋梁下部構造の設計の手引き

発行者 北海道土木技術会コンクリート研究委員会
ISBN4-938676-48-6

事務局 北海道開発コンサルタント(株)内
札幌市北区北11条西2丁目
セントラル札幌北ビル

TEL(011)709-5321

FAX(011)709-9752

発行日 平成7年6月

印刷 (株)アイワード

〒060 札幌市中央区北3条東5丁目

TEL(011)241-9341

**北海道における
コンクリート橋および橋梁下部構造の
設計の手引き**

平成7年6月 北海道土木技術会コンクリート研究委員会