第１編　共　　通　　編

第１章　設 計 一 般

目　　次

第１章　　設計一般 …… １－１－１

第１節　設計図面の作成要領（標準） …… １－１－１
１－１　適用範囲 …… １－１－１
１－２　図面の種類 …… １－１－１
１－３　図面の大きさ …… １－１－１
１－４　図面の正位 …… １－１－２
１－５　輪郭と余白 …… １－１－２
１－６　図面の折りたたみ方法等 …… １－１－３
１－７　設計書及び協議書の添付方法 …… １－１－４
１－８　尺度 …… １－１－５
１－９　表題欄 …… １－１－５
１－10　図面の彩色方法 …… １－１－５
１－11　線種と線の太さ …… １－１－６
１－12　設計図面作図要領 …… １－１－６

第２節　設計数量 …… １－１－11

第３節　適用示方書・指針等 …… １－１－11
３－１　共通 …… １－１－11
３－２　河川関係 …… １－１－12
３－３　道路関係 …… １－１－14
３－４　電気通信関係 …… １－１－18
３－５　機械関係 …… １－１－19

第１章　設　計　一　般

第１節　設計図面の作成要領（標準）

１－１　適用範囲

１）設計図の作成、取扱いについては本要領によるほか、国土交通省「ＣＡＤ製図基準（案)」、中国地方整備局「調査・設計・測量業務等共通仕様書（及び別添)」によるものとする。

２）建設省土木構造物標準設計、中国地方整備局制定の小構造物標準設計図集、その他標準設計図集に収録されている場合は、その呼び名を明示することにより構造図等を省略することができる。

３）設計図面は電子複写普通紙を標準とする。

１－２　図面の種類

図面の種類は次の通りとする。

1)位　置　図
2)平　面　図
3)縦 断 面 図
4)標準横断面図
5)横 断 面 図
6)一 般 構 造 図
7)構造図（詳細図を含む)
8)そ　の　他

１－３　図面の大きさ

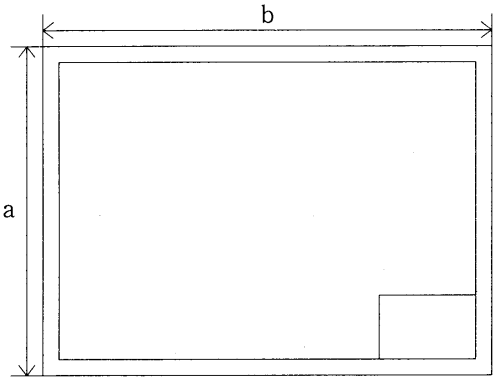
図面の大きさのは、Ａ列サイズ （第１類） Ａ１を標準とする。これによりがたい場合はＡ０またはＡ２～Ａ４とする。

表１－１　図面の大きさの種類　（単位：㎜）

A列サイズ(第1類)		特別延長サイズ(第2類)		例外延長サイズ(第3類)	
呼び方	寸法 a×b	呼び方	寸法 a×b	呼び方	寸法 a×b
				A0×2	1189×1682
				A0×3※	1189×2523
A0	841×1189			A1×3	841×1783
				A1×4※	841×2378
A1	594× 841			A2×3	594×1261
				A2×4	594×1682
				A2×5	594×2102
A2	420× 594	A3×3	420× 891	A3×5	420×1486
		A3×4	420×1189	A3×6	420×1783
				A3×7	420×2080
A3	297× 420	A4×3	297× 630	A4×5	297×1051
				A4×6	297×1261
				A4×7	297×1471
		A4×4	297× 841	A4×8	297×1682
				A4×9	297×1892
A4	210× 297				

注＊　この大きさは，取り扱い上の不都合があるので，なるべく使用しない。

JIS Z 8311：1998（ISO 5457：1980）による

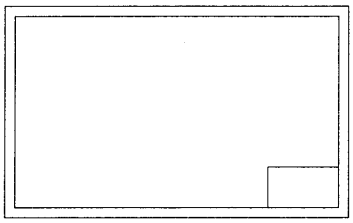


１．図面の大きさはＡ１を標準とするが、インターチェンジ等構造物の形状によっては、Ａ１以外の大きさが適切な場合がある。その場合、図面の大きさは表１－１によるものとし、選定の優先順位は、第１類、第２類、第３類の順とする。

表１－１によらない大きさを使用する場合は、監督職員と協議の上決定すること。

１－４　図面の正位

図面は、その長辺を横方向においた位置を正位をとする。但し､高さの大きい構造物等を示す場合には正位を変えることができる。



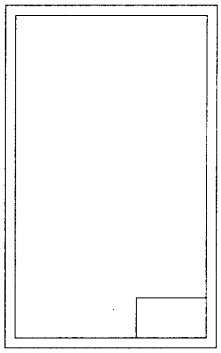


図１－１　長辺を横方向にした配置　　**図１－２　長辺を縦方向にした配置**

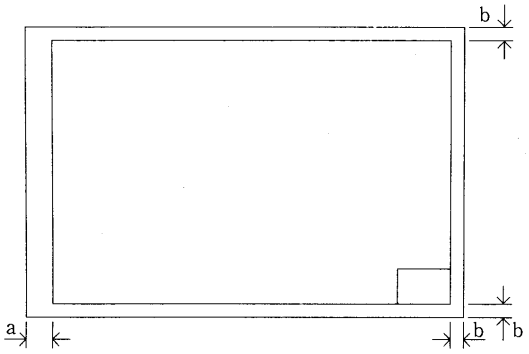
１．土木製図基準においては､図面の正位は長辺を横方向、または縦方向どちらにおいてもよいと記載されている。しかし、ＣＡＤ製図基準（案）では、図１－１に示すように長辺を横方向に置いた位置を正位とする。

１－５　輪郭と余白

図面には輪郭を設ける。輪郭線は実線とし、線の太さはA0、A1 では 1.4 ㎜、その他は 1.0 ㎜とする。

輪郭外の余白は A0、A1 では 20 ㎜以上、その他は 10 ㎜以上とする。

図面を綴る場合は、綴る側に 20 ㎜以上のとじ代幅を設ける。



A0･A1
　a＝20㎜以上（綴じない場合）
　a＝40㎜以上（綴じる場合）
　b＝20㎜以上
その他
　a＝10㎜以上（綴じない場合）
　a＝30㎜以上（綴じる場合）
　b＝10㎜以上

図１－３　輪郭外の余白寸法

１－６　図面の折りたたみ方法等

１）図面の折りたたみ後の大きさの標準は、次のとおりとする。

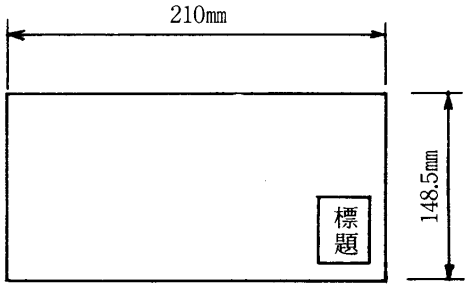
工事契約用及び
協議用図面　　縦 148.5㎜　横 210㎜
工事設計書添付用図面

※設計書添付用及び契約提出用図面は、縮小版（1／2 縮小）A3 版を標準とする。

２）折りたたみの方法は、図面に標題を記入する場合及びゴム印を使用する場合にかかわらず、常時標題が見えるように折りたたんだ表面に標題を出すこと。

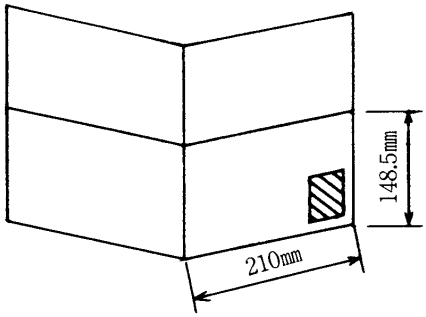
（イ）図面の作成方法

(1) 図面の折りたたみ後の大きさ



(2) 図面折りたたみ方法

（折りたたみ後も常時標題が見られるようにすること）



１－７　設計書及び協議書の添付方法

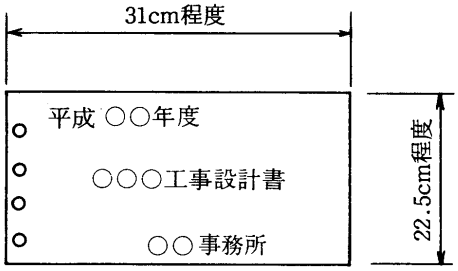
図面を設計書に添付する方法は、原則として図面袋に入れることを標準とする。

１）図面袋を設計書につづり込む方法は、各図面の標題に面し左側とする。

２）添え板の寸法およびつづり込み穴の位置、表紙の大きさは次のとおりとする。

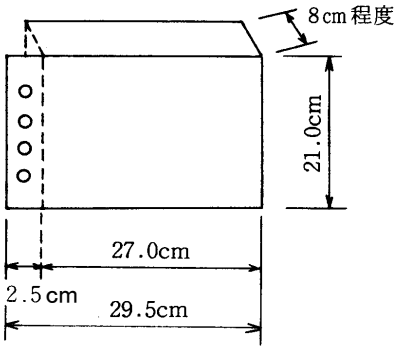
（イ）電算用設計書及び図面の作成

(1) 設計書（ファイルの大きさはＡ－４横）

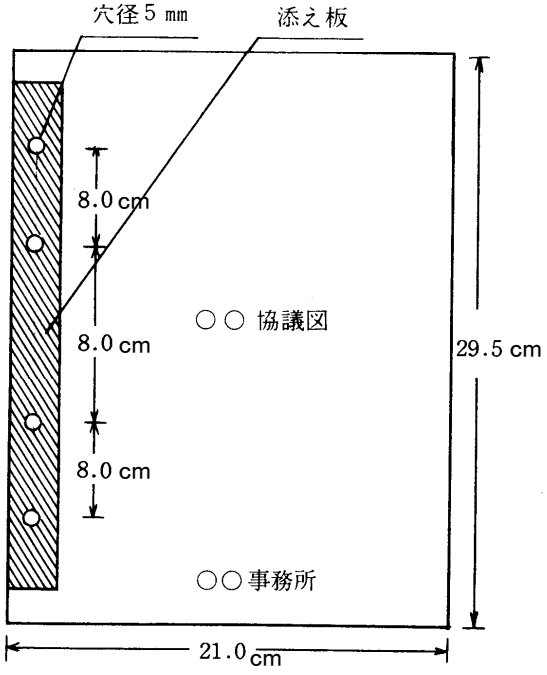


(2) 図面袋

（図面袋については下図を参考とされたい、出来れば布袋が望ましい。）



（ロ）協議図の作成



１－８　尺度

紙に出力した図面の尺度は、共通仕様書に示す尺度を適用する。

共通仕様書で尺度が明確に定められていない図面（例えば「１：200～１：500、適宜」などと表現されている図面等）については、土木製図基準に示される尺度のうち、適当な尺度を用いるものとする。

１－９　表題欄

１）表題欄の位置

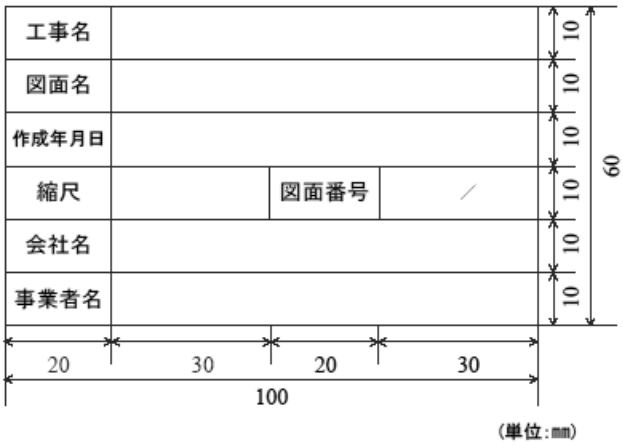
表題欄は、輪郭線の図面の右下隅輪郭に接して記載することを原則とする。

ただし、平面図、縦断図等で表題欄と図形情報が重なる場合には右下隅に記載してもよい。

２）表題欄の様式

表題欄の寸法及び様式は下図を標準とする。

１枚の図面に尺度の異なる構造物が複数存在する場合は、代表的な尺度を表題に記入する。



１－10　図面の彩色方法

１）図面に表示されているもののうち、一部が施工部分でない場合は、施工部分を着色し、また、変更設計及び他工事との関連ある場合も色別して、設計部分を明示すること。

２）施工部分に着色する色合は、原則として薄朱色又は薄赤色を使用する。

３）施工済部分は薄黒色とする。

４）平面図における施工部分の着色は次表のとおりとする。

工　種	色　別	工　種	色　別
路盤工、堤防小段天端	朱　（薄　色）	ブロック積（張） 石　積（張）	橙実線　橙ヌリ
盛土法面、掘削	緑　（薄　色）	集　水　桝	紫実線で□とする
切土法面、掘削	青　（薄　色）	支道、階段	赤実線で支道輪郭をとる
側溝、水路	青実線　青色ヌリ	函渠、床版橋 樋門（管）	茶実線で輪郭をとり薄着色
管　渠	紫　実　線	舗　装	朱　（薄　色）
暗　渠	紫　点　線	歩　道	桃　（薄　色）
コンクリート擁壁	黄実線　黄色ヌリ	根固、床固工	茶　（薄　色）

（注）　その他については類似工種による。

１－11　線種と線の太さ

製図に用いる線は、JIS Z8312：1999「製図に用いる線」に準ずる。

線の種類は原則として実線、破線、一点鎖線、二点鎖線、の４種類とし、用法は以下によるものとする。

線　種	外　観	主　な　用　法
実　線	――――――	可視部分を示す線、寸法および寸法補助線、引出線、破断線、輪郭線、中心線
破　線	- - - - - - - - - -	見えない部分の形を示す線
一点鎖線	―・―・―・―	中心線、切断線、基準線、境界線、参考線
二点鎖線	―・・―・・―	想像線、基準線、境界線、参考線などで一点鎖線と区別する必要があるとき。

線の太さの比率によって細線、太線、極太線の３種類とし、紙に出力する場合の太さの比率は細線：太線:極太線＝１：２：４とする。

１－12　設計図面作図要領

設計図面記載については、次の事項に注意して行なうものとする。

１）平　面　図

（イ）河川の堤防、護岸等は下流を起点として上流に向って追番号とする。

（ロ）道路は起点から終点に向って追番号とする。

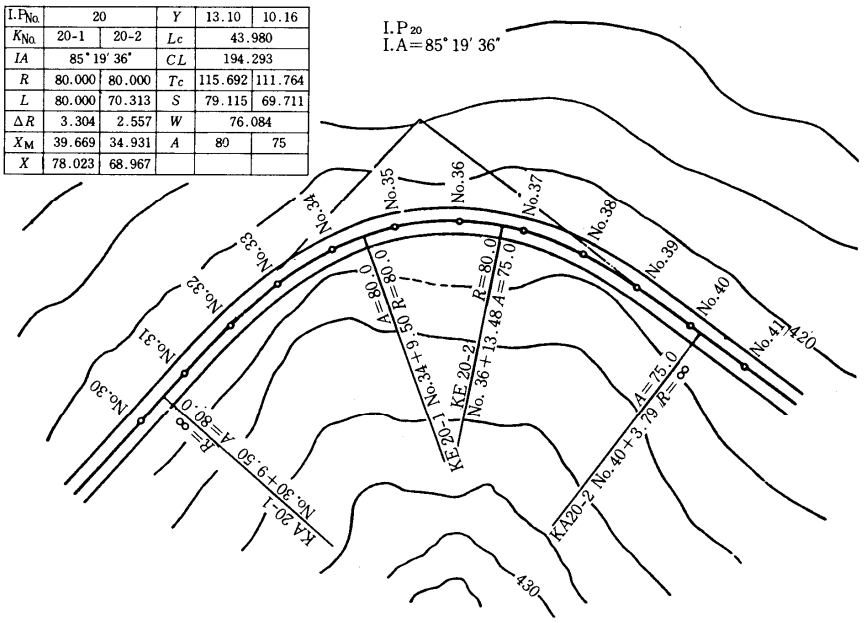
（ハ）海岸は、海岸名ごとの起点から終点に向って追番号とする。

（ニ）明示の幅は、工事施工に必要な幅に余裕をもつ幅とする。

（ホ）平面図には、計画工事箇所附近の現状地形のほか、計画路線、法線及びその中心観点番号並びに計画構造物等の平面的位置を表示する。

（ヘ）平面図中において、現状の地形を表わす主要なる図式記号は、国土地理院の定めるものによる。

なお、道路における中心線の表示は次による。



I.P No.	20		Y	13.10	10.16
K No.	20-1	20-2	Lc	43.980	
IA	85°19′36″		CL	194.293	
R	80.000	80.000	Tc	115.692	111.764
L	80.000	70.313	S	79.115	69.711
ΔR	3.304	2.557	W	76.084	
X M	39.669	34.931	A	80	75
X	78.023	68.967			

平面図は道、府、県、市、郡、町、村、大字、小字等行政区画の名称及び寺社、学校、官公庁等の主要工作物の名称を記入する。

2）縦断図面

（イ）道路関係は、曲線、測点番号、距離、追加距離、地盤高、切取高（掘削高）、盛土高、勾配及び図面内に横断構造物の位置名称、概略構造を図示することを原則とする。

（ロ）縦断図面は、平面図と対比できるよう配するものとする。

（ハ）当該設計工事区間以外も表わしている縦断面にあっては、当該工事の起終点を表示するものとする。

（二）道路関係の縦断面図には計画縦断勾配の変位ごとにつき、縦断曲線の延長（L）及びそのL／２、L／４、各測点の落度、昇度を記入する。

（ホ）河川沿いの道路縦断図面には、必要に応じ計画高水位、現況河床高、護岸基礎及び天端高等を併記するものとする。

（へ）河川関係は下記事項を記載するものとする。着色の凡例は平面図に同じ。

(1) 測　　　点 ……… 杆標も併記する。

(2) 距　　　離 ……… 区間距離、追加距離

(3) 地　盤　高 ……… 法線位置、基礎工位置、仮締切位置等

(4) 水　　　位 ……… H．W．L、 L．W．L、 D．H．W．L等

(5) 計画基準高 ……… 計画堤防高、計画河床高等

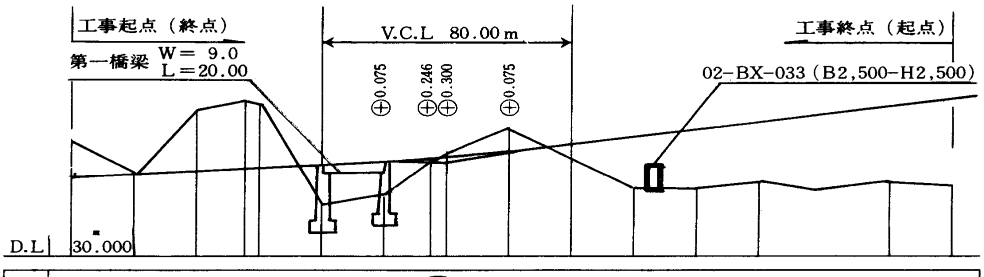
(6) 施　工　高 ……… 天端高、基礎工の底高、主要構造物の敷高等

(7) 構造物の名称 ……… 樋門（管）、橋梁、水門、揚（排）水機等

(8) 隣接構造物 ……… 記載範囲は当該設計区間のみでなく、隣接堤防(構造物)との関連高さがわかるように上流側、下流側にそれぞれ 100m程度まで含めて記載すること。

（ト）道路の路線図面は、平面図と縦断図を一枚の図面に併記することが出来る。この場合平面図は、上段、縦断図は下段とする。

（例）道路関係

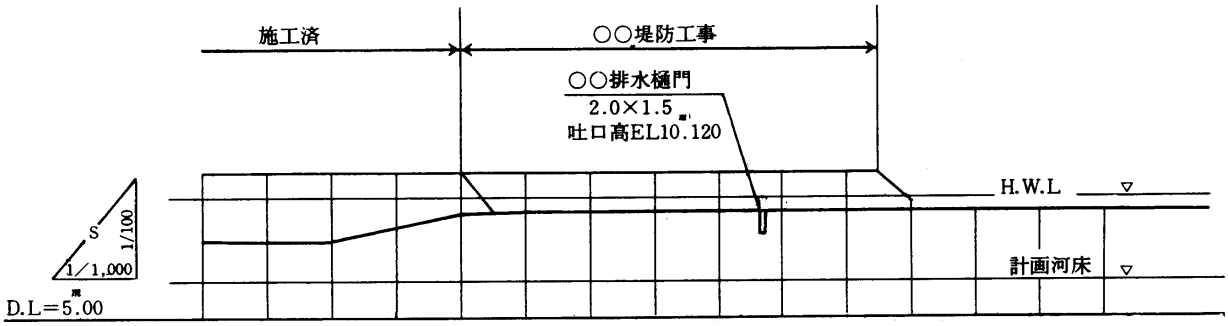


勾配：i＝1%　ℓ＝240m　（39.300）　i＝4%　ℓ＝380m

測点番号	距離	追加距離	地盤高	計画高	切土	盛土
201	00.00	00.00	41.68	38.100	3.580	
202	20.00	20.00	38.17	38.300		0.130
203	20.00	40.00	44.49	38.500	5.990	
KA 10-1	19.98	59.98	45.58	38.700	6.880	
204	0.02	60.00	45.21	38.700	6.510	
205	20.00	80.00	35.37	38.900		3.530
206	20.00	100.00	36.16	39.175		3.015
KE 10-1	16.23	116.23	39.50	39.508		0.008
207	3.77	180.00	40.19	39.600	0.590	
208	20.00	140.00	42.92	40.175	2.795	
209	20.00	160.00	39.65	40.900		1.250
210	20.00	180.00	36.77	41.700		4.930
KE 10-2	12.47	192.47	36.68	42.199		5.519
211	7.53	200.00	36.60	42.500		5.900
212	20.00	220.00	37.44	43.300		5.860
213	20.00	240.00	36.51	44.100		7.590
KA 10-2	8.72	248.72	36.73	44.449		7.719
214	11.28	260.00	36.89	44.900		8.010
215	20.00	280.00	37.03	45.700		8.670

曲線：
KA10－1 №203＋19.98　IA＝18°－58′－40″ I.P10　A＝150　KA10－2 №213＋8.72
R＝400　ΔR＝0.33
L＝56.250X＝56.222
KE10－1 №206＋6.23　Y＝1.316 KE10－2 №210＋12.47

（例）河川関係



測点	単距離	追加距離	地盤高	計画高水位	計画河床高	計画堤防高	施工堤防高	基礎天端高
No.15 (7k400)	0.00	0.00	10.61	13.69	7.15	15.19	15.49	
16	40.00	40.00	10.18	13.72	7.18	15.22	15.52	
17	40.00	80.00	10.34	13.75	7.21	15.25	15.55	
18	40.00	120.00	11.40	13.78	7.24	15.28	15.58	
19	40.00	160.00	12.48	13.81	7.27	15.31	15.61	
20 (7k600)	40.00	200.00	12.44	13.84	7.30	15.34	15.64	
21	40.00	240.00	12.58	13.87	7.33	15.37	15.67	
22	40.00	280.00	12.45	13.90	7.36	15:40	15.70	
23	40.00	320.00	12.43	13.93	7.39	15.43	15.73	
24	40.00	360.00	12.42	13.96	7.42	15.46	15.76	
25 (7k800)	41.50	401.50	12.76	14.00	7.46	15.50	15.80	
26	40.00	441.50	12.70	14.03	7.49	15.53	15.83	
27	40.00	481.50	12.65	14.06	7.52	15.56	15.86	
28	40.00	521.50	12.65	14.09	7.55	15.59	15.89	
29 (8k000)	40.00	561.50	12.72	14.12	7.58	15.62	15.92	

3）標準横断面図

（イ）標準横断面図は、一断面で図示することが不可能の場合は数断面を記入する。

（ロ）標準横断面図は、在来地盤の形状、設計断面形状、設計寸法（幅員、高さ及び各構造物の細部寸法）、法勾配、使用材料の品質規格及び必要に応じ施工方法等を表示する。

（ハ）河川関係及び河川沿いの道路の標準断面図にはH．W．L及びL．W．Lを記入しなければならない。特に河川関係においては、被災高水位（D．H．W．L）、朔望平均満潮位（H．W．O．S．T）、朔望平均干潮位（L．W．O．S．T）、最深河床等をその工事に応じて記入しておくこと。

4）横断図面

（イ）河川、砂防、ダム、堤防、護岸等は、上流から下流方向を見ること。水制及び取付道路は起点から終点を見ること。

（ロ）海　岸

起点から終点方向を見ること。

（ハ）道　路

起点から終点方向を見ること。

（ニ）横断面の配置は次図のとおりとする。

道路関係

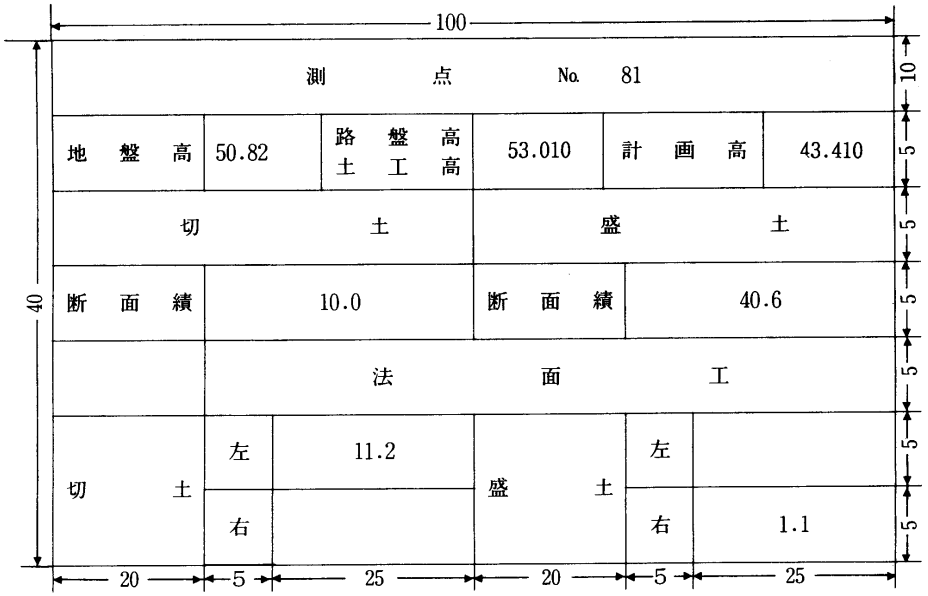
No. 3	No. 6	
No. 2	No. 5	
No. 1	No. 4	

河川及び海岸関係

No. 1	No. 4	
No. 2	No. 5	
No. 3	No. 6	

（ホ）各測点（位置）ごとの横断面には次の例に示す表をつけるものとする。

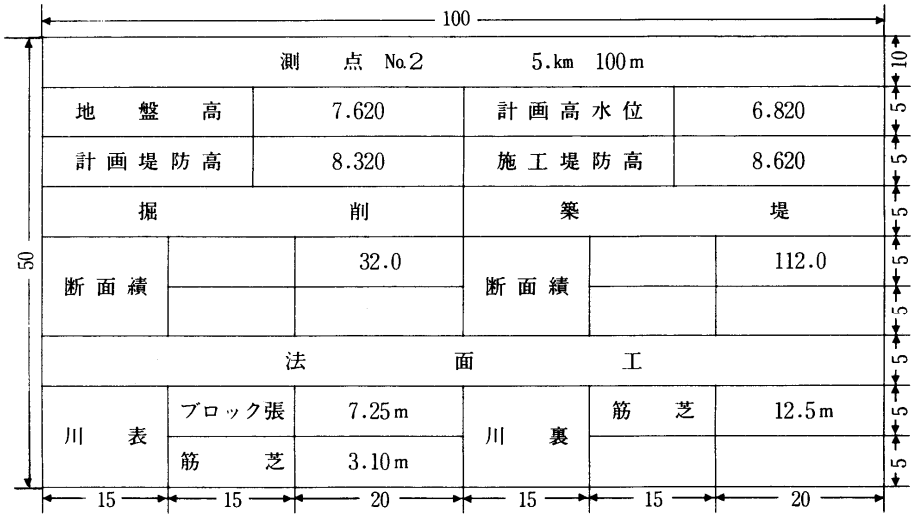
〔例〕道路関係



測点 No. 81					
地盤高	50.82	路盤高 土工高	53.010	計画高	43.410
切土			盛土		
断面積	10.0		断面積	40.6	
法面工					
切土	左	11.2	盛土	左	
	右			右	1.1

（寸法：mm）

〔例〕河川関係



測点 No.2 5.km 100m					
地盤高	7.620		計画高水位	6.820	
計画堤防高	8.320		施工堤防高	8.620	
掘削			築堤		
断面積		32.0	断面積		112.0
法面工					
川表	ブロック張	7.25m	川裏	筋芝	12.5m
	筋芝	3.10m			

（寸法：mm）

（ヘ）横断面に記入を要する事項は次のとおりとする。

(1)　測点番号

(2)　中心点（法線）の位置

(3)　中心線（法線）に直角方向に測定した現在地盤高の状況

（注）　中心が曲線部にあっては、曲線の切線に直角方向に測定したもの、また図示範囲は、工事施工計画の左右各５m以上とし、特に河川にあってはできるかぎり長く記入する。

(4)　計画設計した横断形状

(5)　高さの基準線及びその高さ（○○m○○）

(6)　地盤高（○○m○○）、計画高（○○m○○）、切取又は掘削断面積（○○m^2○○）及び盛土又は築堤断面積（○○m^2○○）、法長（法長は擁壁、石張、芝付、法面保護について記入する）

(7)　官民境界線（一点鎖線で表示）

(8)　河川関係及び河川沿いの道路の断面図に対しては、H．W．L及びL．W．L（測量時の水位ではない）。

（ト）盛土部分は構造物を含め朱塗とし、切取又は掘削部分は構造物を含め青塗とする。

5）一般構造図

一般構造図は重要構造物について作成し、表示する事項は次のとおりとする。

（イ）構造物の寸法

（ロ）構造物の主要箇所に対して基準面からの高さ

（ハ）構造物の一般的形状

（ニ）基礎の地質柱状図等の調査結果を記入するものとする。

6）構造詳細図

（イ）構造図は左上に側面、左下に平面、右上に断面図を描くのを標準とする。

（ロ）橋梁の側面図は道路の起点側を左方として画くのを標準する。

（ハ）構造詳細図において表示しなければならない事項はおおむね次のとおりである。

(1)　断面形状及びその細部寸法

(2)　鉄筋の配置図及び鉄筋配置寸法、鉄筋加工図

(3)　鉄筋の種類、番号ごとの数、径、長、重量等の鉄筋表（又は鋼材重量表）

(4)　構造物の数量表

(5)　材料の規格、寸法及び溶接方法の記号

(6)　一般構造図で明示できなかった箇所に対する正面、側面、平面、断面等の詳細

(7)　その他細部的に表示を必要とする事項

7）図面整理

図面は次の順序で追番号をつけて整理する。

１．位　置　図	５．横 断 面 図
２．平　面　図	６．一般構造図
３．縦 断 面 図	７．構造図（詳細図を含む）
４．標準横断面図	８．そ　の　他

第２節　設計数量

数量の計算方法等については、中国地方整備局監修の「土木工事数量算出要領（案)」による。

第３節　適用示方書・指針等

現在での適用示方書・指針等については、種類が非常に多いので、これ等を各部門別に分類し、その中で関連のある設計図書を抜粋すれば次表のとおりである。なお、これ等の運用にあたっては、それぞれの目的に合致する設計図書を選定しなければならない。また、次表には記載されていない労働関係法規・河川・道路各関係法規等についても遵守しなければならない。

３－１　共　通

番号	名　　称	発　行　所　名	発行年月
1	建設省土木構造物標準設計	全日本建設技術協会	最　新　版
2	災害復旧工事の設計要領（年度版）	全国防災協会	最　新　版
3	土木工事安全施工技術指針	全日本建設技術協会	Ｈ２２．４
4	土木製図基準	土木学会	Ｈ２１．２
5	コンクリート標準示方書（設計編）	〃	Ｈ２５．３
6	〃　　（施工編）	〃	Ｈ２５．３
7	〃　　（ダムコンクリート編）	〃	Ｈ２５．１０
8	〃　　（維持管理編）	〃	Ｈ２５．１０
9	〃　　（規準編）	〃	Ｈ２５．１１
10	グラウンドアンカー設計･施工基準同解説	地盤工学会	Ｈ２４．５
11	矢板基礎の設計と施工指針	矢板式基礎研究委員会	Ｓ４７．１
12	鋼矢板施工指針	日本港湾協会	Ｓ４４．６
13	土木工事共通仕様書（及び別添）	国土交通省中国地方整備局	最　新　版
14	建設物価	建設物価調査会	〃
15	積算資料	経済調査会	〃
16	日本建設機械要覧	日本建設機械施工協会	〃
17	ＪＩＳ（日本工業規格）	日本規格協会	〃
18	建設工事に伴う騒音振動対策ハンドブック(第3版)	日本建設機械化協会	Ｈ１３．２
19	日本鋳鉄管協会規格	日本ダクタイル鉄管協会	―
20	日本水道協会規格	日本水道協会	―
21	鉄塔構造計算基準・同解説	日本建築学会	Ｓ４１年版
22	建築基礎構造設計指針	〃	Ｈ１３．１０
23	土木施工管理関係法規集　１～３	新日本法規出版㈱	最　新　版
24	鋼構造設計規準	日本建築学会	Ｈ１７．９
25	高力ボルト接合設計施工ガイドブック	〃	Ｈ２８．５
26	鉄鋼スラグ路盤設計施工指針	土木研究センター	Ｈ２７．３
27	土質試験の方法と解説	地盤工学会	Ｈ１６．６
28	製鋼スラグを用いたアスファルト舗装設計施工指針（昭和57年版）	鉄鋼スラグ協会	Ｓ５７．７
29	鋼構造架設設計施工指針(2012年版)	土木学会	Ｈ２４．５
30	プレストレストコンクリート工法設計施工指針	〃	Ｈ３．４
31	鉄筋定着・継手指針	〃	Ｈ１９．８
32	鋼繊維補強コンクリート設計施工指針案	〃	Ｓ５８．３

番号	名　　称	発　行　所　名	発行年月
33	建設工事公衆災害防止対策要綱の解説	国土開発技術研究センター	Ｈ５．２
34	薬液注入工法の設計・施工指針	日本薬液注入協会	元年．６
35	薬液注入工法による建設工事に関する暫定指針	建設省	Ｓ４９．７
36	建設発生土利用技術マニュアル	土木研究センター	Ｈ２５．１２
37	建設副産物適正処理推進要綱の解説	建設副産物リサイクル広報推進会議	Ｈ１４．１１
38	仮設計画ガイドブック(I)(Ⅱ)	全日本建設技術協会	Ｈ２３．３

３－２　河川関係

番号	名　　称	発　行　所　名	発行年月
1	国土交通省河川砂防技術基準同解説計画編	国土交通省水管理・国土保全局	Ｈ１７．１１
2	河川砂防技術基準　調査編	国土交通省水管理・国土保全局	Ｈ２６．４
3	改訂新版　建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編Ⅰ・Ⅱ	日本河川協会	Ｈ９．１０
4	河川砂防技術基準 維持管理編（河川編） 維持管理編（ダム編） 維持管理編（砂防編）	国土交通省水管理・国土保全局	Ｈ２７．３ Ｈ２８．３ Ｈ２８．３
5	港湾の施設の技術上の基準・同解説	日本港湾協会	Ｈ１９．９
6	港湾要覧	〃	Ｓ５５．９
7	海岸保全施設の技術上の基準・同解説	全国海岸協会	Ｈ１６．６
8	海岸鋼構造物設計指針（案）解説	土木学会	Ｓ４８．８
9	海洋コンクリート構造物設計施工指針（案）	〃	Ｓ５１．１２
10	ダム設計基準	日本大ダム会議	Ｓ５３．８
11	河川改修事業関係例規集	日本河川協会	毎年発行
12	海岸関係法令例規集	全国海岸協会	〃
13	ジャケット式鋼製護岸設計指針（案）	日本港湾協会	Ｓ５２．３
14	ダム基礎岩盤グラウチングの施工指針	土木学会	Ｓ４７．６
15	海岸保全施設の技術上の基準	国交省・農林省	Ｈ１６．２
16	仮締切堤設置基準（案）	国土交通省水管理・国土保全局	Ｈ２６．１２
17	堤防余盛基準	〃	Ｓ４４．１
18	ダム基礎地質調査基準	日本大ダム会議	Ｓ５１．４
19	ダム構造物管理基準	〃	Ｓ６１．５
20	解説　河川管理施設等構造令	日本河川協会	Ｈ１２．１
21	改訂版　砂防設計公式集（マニュアル）	全国治水砂防協会	Ｓ６１．５
22	発電用水力設備に関する技術基準	経済産業省	Ｈ２１．３
23	砂防関係法令例規集	全国治水砂防協会	毎年発行
24	改訂 ダム貯水池水質調査要領	国土交通省水管理・国土保全局	Ｈ２７．３
25	河川区域内における樹木の伐採・植樹基準	河川局治水課	Ｈ１０．６

番号	名　　称	発　行　所　名	発行年月
26	グラウチング技術指針・同解説	国土技術研究センター	Ｈ１５．７
27	増補 流域貯留施設等技術指針（案）	日本河川協会	Ｈ１９．４
28	河川土工マニュアル	国土開発技術研究センター	Ｈ２１．４
29	水中不分離性コンクリート 設計施工指針（案）	土木学会	Ｈ３．５
30	海岸保全計画の手引き	全国海岸協会	Ｈ６．３
31	人工リーフの設計の手引き	〃	Ｈ１６．３
32	緩傾斜堤の設計の手引き	〃	Ｈ１８．１
33	離岸堤設計の手引き	建設省河川局	Ｓ６１．３
34	人工海浜の設計指針（案）	建設省	Ｈ５．２
35	ＭＭＺ計画策定の手引き（案）	建設省土木研究所	Ｈ４．３
36	実務者のための海岸工学	山海堂	Ｈ２．１２
37	現場のための海岸Ｑ＆Ａ選集	全国海岸協会	Ｈ６．６
38	新斜面崩壊防止工事の設計と実例	全国治水砂防協会	Ｈ１９．９
39	ＰＣフレーム工法設計 ・施工の手引き	ＰＣフレーム協会	Ｈ２４．９
40	地すべり鋼管杭設計要領	斜面防災対策技術協会	Ｈ２０．５
41	地すべり対策技術設計実施要領	〃	Ｈ１９．１２
42	土石流・流木対策設計技術指針解説	国土技術政策総合研究所	Ｈ１９．３
43	鋼製砂防構造物設計便覧	砂防地すべり技術センター	Ｈ２１．９
44	水理公式集	土木学会	Ｈ１１．１１
45	砂防ｿｲﾙｾﾒﾝﾄ設計・施工便覧	砂防地すべり技術センター	Ｈ２８．１２
46	林道規定－運用と解説－	日本林道協会	Ｈ２３．８
47	保安林解除の手引	日本治山治水協会	毎年発行
48	土地改良事業計画設計基準 （設計農道）	農林水産省	Ｈ１７．３
49	土地改良事業計画設計 第７編　農道	〃	Ｈ３．３
50	治山技術基準・解説 （総則・山地治山編）	日本治山治水協会	Ｈ２１．１０
51	砂防流路工の計画と実際	全日本建設技術協会	Ｓ５２．８
52	砂防地すべり設計事例	山海堂	Ｓ１１．４
53	ダム・堰施設技術基準（案）	ダム・堰施設技術協会	Ｈ２８．３
54	ダム・堰施設検査要領（案）	〃	Ｈ２２．１
55	グラウチング技術指針	国土交通省	Ｈ１５．４
56	〔解説〕工作物設置許可基準	河川管理技術研究会 国土開発技術研究センター	Ｈ１０．１１
57	河川堤防設計指針	河川局治水課	Ｈ１９．３
58	河川堤防の構造検討の手引き	国土技術研究センター	Ｈ２４．２
59	護岸の力学設計法	国土技術研究センター	Ｈ１７．５
60	土木構造物設計マニュアル(案) －樋門編－	国土交通省	Ｈ１３．１２

番号	名　　称	発　行　所　名	発行年月
61	柔構造樋門設計の手引き	国土開発技術研究センター	Ｈ１０．１２
62	透過型砂防堰堤技術指針(案)	建設省砂防部砂防課	Ｈ１３．１
63	河川構造物の耐震性能照査指針	水管理・国土保全局治水課	Ｈ２８．３
64	河川構造物の耐震性能照査指針・解説	水管理・国土保全局治水課	Ｈ２４．２
65	河川堤防の耐震点検マニュアル	水管理・国土保全局治水課	Ｈ２８．３
66	河川堤防の耐震対策マニュアル（暫定版）	水管理・国土保全局治水課	Ｈ２４．２
67	ドレーン工設計マニュアル	水管理・国土保全局治水課	Ｈ２５．６

３－３　道路関係

番号	名　　称	発　行　所　名	発行年月
1	道路構造令の解説と運用	日本道路協会	Ｈ２７．６
2	道路環境保全のための道路用地の取得及び管理に関する基準	建設省　都市局道路局	Ｓ４９．４
4	自転車道等の設計基準解説	日本道路協会	Ｓ４９．１０
5	道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編 Ⅱ鋼橋編）	〃	Ｈ２４．３
6	道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編 Ⅲコンクリート橋編）	〃	〃
7	道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編 Ⅳ下部構造編）	〃	〃
8	道路橋示方書・同解説（Ⅴ耐震設計編）	〃	〃
9	立体横断施設技術基準・同解説	〃	Ｓ５４．１
10	近接基礎設計施工要領（案）	建設省土木研究所	Ｓ５８．６
11	道路橋支承便覧（改訂版）	〃	Ｈ２５．８
12	鋼道路橋防食便覧	〃	Ｈ２６．３
13	視覚障害者誘導用ブロック設置指針・同解説	〃	Ｓ６０．９
14	道路土工－仮設構造物工指針	〃	Ｈ１１．３
15	〃　－カルバート工指針	〃	Ｈ２２．３
16	〃　－切土工・斜面安定工指針	〃	Ｈ２１．６
17	〃　－盛土工指針	〃	Ｈ２２．４
18	道路土工要綱	〃	Ｈ２１．６
19	道路維持修繕要綱	〃	Ｓ５３．７
20	視線誘導標設置基準・同解説	〃	Ｓ５９．１０

番号	名称	発行所名	発行年月
21	トンネル標準示方書 （山岳工法編）・同解説	土　木　学　会	Ｈ２８．８
22	トンネル標準示方書 （シールド工法編）・同解説	〃	Ｈ２８．８
23	トンネル標準示方書 （開削工法編）・同解説	〃	Ｈ２８．８
24	ロックボルト工法設計指針	高速道路調査会	Ｓ５０．３
25	舗装の構造に関する技術基準・ 同解説	日本道路協会	Ｈ１３．９
26	舗装設計施工指針	〃	Ｈ１８．２
27	舗装施工便覧	〃	〃
28	アスファルト舗装工事共通仕様書 解説	〃	Ｈ４．１２
29	防護柵の設置基準・同解説	〃	Ｈ２８．１２
30	景観に配慮した防護柵の整備ガイドライン	国土技術研究センター	Ｈ１６．３
31	車両用防護柵標準仕様・同解説	日本道路協会	Ｈ１６．３
32	道路標識設置基準・同解説	〃	Ｓ６２．１
33	道路標識ハンドブック 2012年版	全国道路標識・標示業協会	Ｈ２５．２
34	路面標示設置マニュアル	交通工学研究会	Ｈ２４．１
35	鋼道路橋設計便覧	日本道路協会	Ｓ５５．８
36	鋼道路橋施工便覧	〃	Ｈ２７．３
37	鋼道路橋の疲労設計指針	〃	Ｈ１４．３
38	コンクリート道路橋設計便覧	〃	Ｈ６．２
39	コンクリート道路橋施工便覧	〃	Ｈ１０．１
40	道路緑化技術基準・同解説	〃	Ｈ２８．３
41	盛土の調査・設計から施工まで	地盤工学会	Ｈ２２．７
42	落石対策便覧	日本道路協会	Ｈ１２．６
43	道路橋補修便覧	〃	Ｓ５４．２
44	道路橋補修・補強事例集	〃	Ｈ２４．３
45	道路技術基準通達標	建設省道路局	Ｈ９．８
46	舗装調査・試験法便覧	日本道路協会	Ｈ１９．６
47	道路反射鏡設置指針	〃	Ｓ５５．１２
48	共同溝設計指針	〃	Ｓ６１．３
49	杭基礎設計便覧	〃	Ｈ２７．３
50	小規模吊橋指針・同解説	〃	Ｓ５９．４
51	高力ボルトに関する要領・規格集	〃	Ｓ５９．９
52	プレビーム合成桁橋設計施工指針	国土開発技術研究センター	Ｈ９．７
53	キャブシステム技術マニュアル（案）解説	開発問題研究所	Ｈ５．８

番号	名称	発行所名	発行年月
54	道路震災対策便覧（震前対策編）	日本道路協会	Ｈ１８．９
55	〃　（震災復旧編）	〃	Ｈ１９．３
56	〃　（震災危機管理編）	〃	Ｈ２３．２
57	道路橋床板防水便覧	〃	Ｈ１９．３
58	インターロッキングブロック舗装設計施工要領	インターロッキングブロック舗装技術協会	Ｈ１９．３
59	インターロッキングブロック舗装維持・補修要領	インターロッキングブロック舗装技術協会	Ｈ２０．１１
60	インターロッキングブロック舗装簡易マニュアル	インターロッキングブロック舗装技術協会	Ｈ２１．１
61	のり枠工の設計・施工指針（改訂版）	全国特定法面保護協会	Ｈ２５．１０
62	補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル	土木研究センター	Ｈ２６．８
63	ＰＣボックスカルバート道路埋設指針	国土開発技術研究センター	Ｈ３．１０
64	鉄筋コンクリート製プレキャストボックスカルバート道路埋設指針	〃	Ｈ３．７
65	クロソイドポケットブック	日本道路協会	Ｓ４９．８
66	道路の交通容量	〃	Ｓ５９．９
67	駐車場設計・施工指針同解説	〃	Ｈ４．１１
68	ジオテキスタイルを用いた補強土の設計施工マニュアル	土木研究センター	Ｈ２５．１２
69	道路附属物の基礎について	建設省道企発第５２号	Ｓ５０．７
74	増補改訂版　道路の移動等円滑化整備ガイドライン	国土技術研究センター	Ｈ２３．８
76	鋼道路橋の細部構造に関する資料集	日本道路協会	Ｈ３．７
77	道路橋耐風設計便覧	〃	Ｈ２０．１
78	プレキャストブロック工法によるプレキャストコンクリートＴげた道路橋設計・施工指針	〃	Ｈ４．１０
79	道路トンネルにおける非常用施設（警報装置）の標準仕様	建設省	Ｓ４３．１２
80	ずい道工事等における換気技術指針（設計及び粉じん等の測定）	建設業労働災害防止協会	Ｈ２４．３
81	道路トンネル技術基準（構造編）・同解説	日本道路協会	Ｈ１５．１１
82	道路トンネル技術基準（換気編）・同解説	〃	Ｈ２０．１０
83	道路トンネル非常用施設設置基準・同解説	〃	Ｈ１３．１０
84	道路トンネル観察・計測指針	〃	Ｈ２１．２

番号	名称	発行所名	発行年月
85	道路トンネル維持管理便覧 （本体工編） （付属施設編）	〃	Ｈ２７．６ Ｈ２８．１１
86	道路トンネル安全施工技術指針	〃	Ｈ８．１０
87	プレキャストコンクリート 共同溝設計・施工要領（案）	道路保全技術センター	Ｈ６．３
88	電線共同溝	〃	Ｈ７．１１
89	アスファルト混合所便覧 （平成８年版）	日本道路協会	Ｈ８．１０
90	道路防雪便覧	〃	Ｈ２．５
91	道路橋の耐震設計に関する 参考資料	〃	Ｈ２７．３
92	鋼橋の疲労	〃	Ｈ９．５
93	既設道路橋の耐震補強に関する参考資料	〃	Ｈ９．９
94	鋼管矢板基礎設計施工便覧	〃	Ｈ９．１２
95	耐流動アスファルト混合物	〃	Ｈ９．１
96	舗装再生便覧	〃	Ｈ２２．１１
97	舗装設計便覧	〃	Ｈ１８．２
98	舗装性能評価法	〃	Ｈ２５．４
99	コンクリート舗装に関する 技術資料	〃	Ｈ２１．８
100	シールドトンネル設計・施工指針	〃	Ｈ２１．２
101	道路土工－擁壁工指針	〃	Ｈ２４．７
102	道路土工－軟弱地盤対策工指針	〃	Ｈ２４．８

３－４　電気通信関係

番号	名　　称	発　行　所　名	発行年月
1	電気設備の技術基準とその解釈	経済産業省	最　新　版
2	高圧受電設備指針	日本電気協会	〃
3	配電規程	〃	〃
4	内線規程	〃	〃
5	道路照明施設設置基準・同解説	日本道路協会	Ｈ１９．１０
6	道路トンネル非常用施設設置基準・同解説	〃	Ｈ１３．１０
7	ＪＥＣ（日本電気規格調査会標準規格）	電気学会	最　新　版
8	ＪＥＭ（日本電気工業会標準規格）	日本電気工業会	〃
9	ＪＩＳ(日本照明器具工業会規格)	日本照明器具工業会	〃
10	ＪＥＬ(日本電球工業会規格)	日本電球工業会	〃
11	ＳＢＡ(日本蓄電池工業会規格)	日本電池工業会	〃
12	ＪＣＳ（日本電裸工業会規格）	日本電線工業会	〃
13	電気通信設備工事共通仕様書	建設電気技術協会	Ｈ２５．６
14	電気通信施設標準仕様書集	中国地方整備局	Ｓ６３～
15	雨量・水位テレメータシステム設置計画のために	国土交通省	
16	ダム管理用制御処理設備標準設計仕様（案）	ダム水源地環境整備センター	Ｈ１７．６
17	通信用鉄塔設計要領・同解説	建設電気技術協会	Ｈ１９．３
18	電気通信施設設計要領・同解説電気編(電気編)	建設電気技術協会	Ｈ２０．４
19	道路・トンネル照明器材仕様書	〃	Ｈ２０．８
20	光ファイバーケーブル施工要領・同解説	〃	Ｈ２２．１２

３－５　機械関係

番号	名　　称	発　行　所　名	発行年月
1	機械工事共通仕様書（案）	総合政策局公共事業企画調整課	Ｈ２５．３
2	機械工事完成図書作成要領（案）	総合政策局建設施工企画課	Ｈ１９．３
3	機械工事施工管理基準（案）	河川ポンプ施設技術協会 ダム堰施設技術協会	Ｈ２３．３
4	機械工事特記仕様書作成要領(案)	河川ポンプ施設技術協会	Ｈ１２．３
5	機械工事塗装要領(案)・同解説	日本建設機械化協会	Ｈ２２．４
6	ダム・堰施設技術基準(案)	国土交通省	Ｈ２６．９
7	（参考）ダム・堰施設技術基準(案)(基準解説編・マニュアル編)	ダム・堰施設技術協会	Ｈ２３．７
8	水門・樋門ゲート設計要領(案)	〃	Ｈ１３．１２
9	鋼製起伏堰設計要領(案)	ダム・堰施設技術協会	Ｈ１１．１０
10	ゲート用開閉装置(油圧式)設計要領(案)	〃	Ｈ１２．６
11	ゲート用開閉装置(機械式)設計要領(案)	〃	Ｈ１２．８
12	揚排水ポンプ設備技術基準・同解説	河川ポンプ施設技術協会	Ｈ２７．２
13	救急排水ポンプ設備技術指針・解説	〃	Ｈ　６．８
14	ポンプゲート式小規模排水機場設計マニュアル(案)	〃	Ｈ１５．３
15	道路トンネル技術基準(換気編)・同解説	日本道路協会	Ｈ２０．１０
16	道路トンネル非常用施設設置基準・同解説	〃	Ｈ１３．１０
17	道路管理施設等設計指針(案)、道路管理施設等設計要領(案)	日本建設機械化協会	Ｈ１５．７

第２章　土　　工

目　　次

第２章　　土　　工 …… １－２－１

第１節　土及び岩の分類 …… １－２－１
１－１　土の分類 …… １－２－１
１－２　岩の分類 …… １－２－２
１－３　土量の変化率 …… １－２－３

第２節　道路土工 …… １－２－４
２－１　土工名称及び標準構成 …… １－２－４
２－２　土工名称の解説及び機能 …… １－２－５
２－３　計画 …… １－２－５
２－４　要求性能 …… １－２－５
２－５　各道路土工構造物の設計 …… １－２－６

第３節　掘削（切土） …… １－２－７
３－１　掘削法面勾配 …… １－２－７
３－２　掘削小段 …… １－２－７
３－３　のり肩 …… １－２－８
３－４　注意の必要な現場条件等…… １－２－９
３－５　掘削部の路床高 …… １－２－14
３－６　設計（道路土工） …… １－２－15

第４節　盛土 …… １－２－16
４－１　盛土の安定性の照査 …… １－２－16
４－２　盛土のり面 …… １－２－16
４－３　盛土小段 …… １－２－18
４－４　土羽土 …… １－２－19
４－５　設計（道路土工） …… １－２－19

第５節　片切、片盛、切盛境及び腹付盛土 …… １－２－21
５－１　伐開 …… １－２－21
５－２　段切 …… １－２－22
５－３　掘削（切土）部、盛土部接続部のすり付け …… １－２－22

第２章　土　　工

第１節　土及び岩の分類

１－１　土の分類

表２－１－１　土の分類

名称			説明		摘要
A	B	C			
土	礫質土	礫まじり土	礫の混入があって掘削時の能率が低下するもの。	礫の多い砂、礫の多い砂質土、礫の多い粘性土	礫(G) 礫質土(GF)
	砂質土及び砂	砂	バケット等に山盛り形状になりにくいもの。	海岸砂丘の砂 マサ土	砂(S)
		砂質土（普通土）	掘削が容易で、バケット等に山盛り形状にし易く空げきの少ないもの。	砂質土、マサ土 粒度分布の良い砂 条件の良いローム	砂(S) 砂質土(SF) シルト(M)
	粘性土	粘性土	バケット等に付着し易く空げきの多い状態になり易いもの、トラフィカビリティが問題となり易いもの。	ローム 粘性土	シルト(M) 粘性土(C)
		高含水比粘性土	バケットなどに付着し易く特にトラフィカビリティが悪いもの	条件の悪いローム 条件の悪い粘性土 火山灰質粘性土	シルト(M) 粘性土(C) 火山灰質粘性土（V） 有機質土(O)

注）1. 土の分類は設計図書又は特記仕様書に明記するものとする。
2. 一般に土砂の名称で表示するが、施工個所の土質が明確な場所は、Ｂ又はＣの名称を用いるものとする。
3. 分類名に使われているアルファベット記号の意味は次のとおりである。

Ｇ：レキ（Gravel）
Ｃ：粘度（Clay）
Ｗ：粒度良好（Well　graded）
Ｐ：粒度不良（Poory　graded）
Ｌ：圧縮性の低い（Low　Compressibility）
Ｈ：圧縮性の高い（High　Compressibility）
Ｍ：シルト（Silt,Mo）
Ｏ：有機質土（Organic）

表２－１－２　岩の分類

名称				説明	摘要
A	B	C			
岩または石	岩塊 玉石	岩塊 玉石		岩塊、玉石が混入して掘削しにくく、バケット等に空げきのでき易いもの。 岩塊、玉石は粒径7.5cm 以上とし、まるみのあるのを玉石とする。	玉石まじり土、岩塊破砕された岩、ごろごろした河床
	軟　岩	軟岩	Ⅰ	第三紀の岩石で固結の程度が弱いもの。 風化がはなはだしくきわめてもろいもの。 指先で離しうる程度のものでき裂の間隔は１～５cmくらいのものおよび第三紀の岩石で固結の程度が良好なもの。 風化が相当進み多少変色を伴い軽い打撃で容易に割れるもの、離れ易いもので、き裂間隔は５～10cm程度のもの。	地山弾性波速度 700～2800m／sec
			Ⅱ	凝灰質で堅く固結しているもの。 風化が目にそって相当進んでいるもの。 き裂間隔が10～30cm程度で軽い打撃により離しうる程度、異質の硬い互層をなすもので層面を楽に離しうるもの。	
	硬　岩	中硬岩		石灰岩、多孔質安山岩のように、特にち密でなくても相当の固さを有するもの。 風化の程度があまり進んでいないもの。 硬い岩石で間隔30～50cm程度のき裂を有するもの。	地山弾性波速度 2000～4000m／sec
		硬岩	Ⅰ	花崗岩、結晶片岩等で全く変化していないもの。 き裂間隔が１m内外で相当密着しているもの。 硬い良好な石材を取り得るようなもの。	地山弾性波速度 3000m／sec以上
			Ⅱ	けい岩、角岩などの石英質に富む岩質で最も硬いもの。風化していない新鮮な状態のもの。 き裂が少なく、よく密着しているもの。	

注）1. 岩の分類は、設計図書又は特記仕様書に明記するものとする。

2. 一般に、岩塊、玉石、軟岩Ⅰ、軟岩Ⅱ、中硬岩、硬岩Ⅰ、硬岩Ⅱの名称で表示する。

１－３　土量の変化率

土量の変化率については、下記の土量変化率を標準とするが、試験あるいは過去の実績により、数値の明確なものは極力その値を用いるものとする。

表２－１－３　土量の変化率(1)

分類名称			変化率Ｌ	変化率Ｃ
主要区分		記号		
レキ質土	レキ	（ＧＷ）（ＧＰ）（ＧＰ$_S$）（Ｇ－Ｍ）（Ｇ－Ｃ）	1.20	0.95
	レキ質土	（ＧＭ）（ＧＣ）（ＧＯ）	1.20	0.90
砂質土及び砂	砂	（ＳＷ）（ＳＰ）（ＳＰ$_U$）（Ｓ－Ｍ）（Ｓ－Ｃ）（Ｓ－Ｖ）	1.20	0.95
	砂質土（普通土）	（ＳＭ）（ＳＣ）（ＳＶ）	1.20	0.90
粘性土	粘性土	（ＭＬ）（ＣＬ）（ＯＬ）	1.30	0.90
	高含水比粘性土	（ＭＨ）（ＣＨ）	1.25	0.90
岩塊玉石			1.20	1.00
軟岩Ⅰ			1.30	1.15
軟岩Ⅱ			1.50	1.20
中硬岩			1.60	1.25
硬岩Ⅰ			1.65	1.40

注）1. 本表は体積（土量）より求めたＬ、Ｃである。

(1) 土量の変化率の決定にあたっては、現場の土性をよく見極め本表を参考にして行う。

(2) 竣工途中において上表の変化率に変化があり設計を変更するのが適当と認められる場合は、適正な資料により改訂することが出来る。

(3) 転石、玉石混り土砂の変化率の決定にあたっては、転石Ｃ＝1.0 として平均変化率を算定するものとする。

(4) 岩砕と土砂を流用する工事にあたっては変化率の補正を行うものとする。

(5) 統一分類法により分類した土の各土質に応じた変化率は表２－１－３を標準とする。

なお、細分し難いときは表２－１－４を使用してもよい。

(6) 求める作業量Ｑと、その算定に用いる土量ｑが同一の土の状態で表わされる場合には土量の変化率は１でよいが、異なる場合には表２－１―５に示す土量の変化率を用いる必要がある。

表２－１－４　土量の変化率（2）

分類名称 主要区分	変化率Ｌ	変化率Ｃ
レキ質土	１．２０	０．９０
砂質土及び砂	１．２０	０．９０
粘性土	１．２５	０．９０

注）1. 本表は体積（土量）より求めたＬ、Ｃである。

表２－１－５　土量の変化率の考え方

求めるＱ 基準のｑ	地山の土量	ほぐした土量	締固めた土量
地山の土量	1	Ｌ	Ｃ
ほぐした土量	1／Ｌ	1	Ｃ／Ｌ
締固め後の土量	1／Ｃ	Ｌ／Ｃ	1

（注）表のＬおよびＣは、土量の変化率で値は土の種類などによって異なる。

第２節　道路土工の構成

道路土工要綱（H21.6）1－2

２－１　土工名称及び標準構成

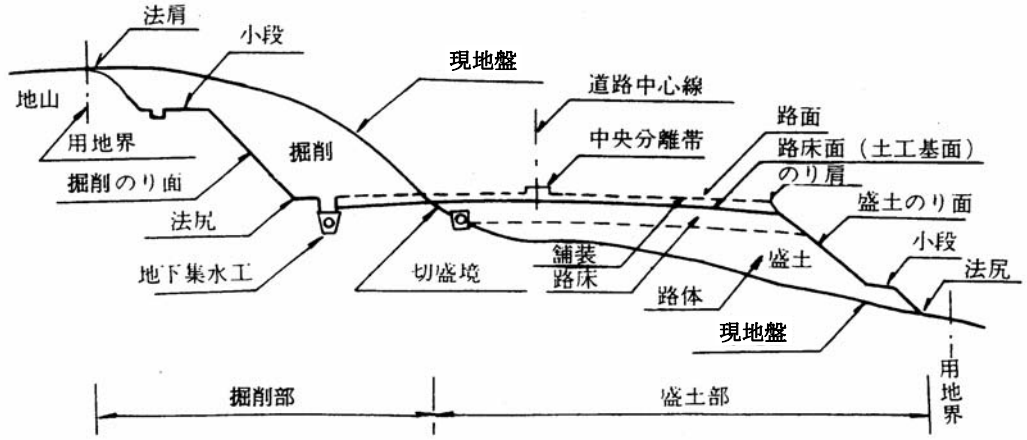


図２－２－１　各部の名称

２－２　土工名称の解説及び機能

(1)道路土工構造物

道路を建設するために構築する土砂や岩石等の地盤材料を主材料として構成される構造物及びそれらに附帯する構造物の総称をいい、切土・斜面安定施設、盛土、カルバート及びこれらに類するものをいう。

道路土工構造物技術基準(H27.3.31)

(2)路床

舗装の基礎となる舗装下面の土の部分をいう。

(3)地山

道路土工構造物の構築の用に供する自然地盤をいう。

(4)切土

路床と舗装との境界面までの地山を切り下げた部分をいう。

(5)盛土

路床と舗装との境界面までの土を盛り立てた部分をいう。

(6)のり面

盛土又は切土により人工的に形成された斜面をいう。

(7)自然斜面

自然に形成された斜面をいう。

(8)斜面安定施設

自然斜面の崩壊等による道路への影響を防止又は抑制するために設置する施設をいう。

(9)カルバート

道路の下を横断する道路、水路等の空間を確保するために、盛土又は原地盤内に設けられる構造物をいう。

２－３　計画

計画段階において、大規模な崩壊や落石、地すべり、土石流等、路線の要注意箇所を把握し、路線の選定・変更やトンネル、橋梁等による構造形式の選定などに反映させること。

また、初期コスト（建設費）の削減を目的とした橋梁やトンネル等の盛土や切土への過度な転換は、維持管理において支障を来したり、かえってコスト増となる場合もあるので留意すること。

道路土工構造物技術基準について(H27.8.25)

なお、道路土工構造物とは、道路を建設するために構築する土砂や岩石等の地盤材料を主材料として構成される構造物及びそれらに附帯する構造物の総称をいい、切土・斜面安定施設、盛土、カルバート及びこれらに類するものをいう。

２－４　要求性能

構造物の要求性能は、地震等の災害発生時に構造物相互の性能の不整合により損傷度合いに差が生ずることをできるだけ防ぐため、路線又は一定の区間で統一して考え、橋梁、トンネル、切土、盛土等の設計を行うものとする。(「連続・隣接する構造物との要求性能の整合イメージ」参照)

道路土工構造物技術基準(H27.3.31)

道路土工構造物技術基準について(H27.8.25)

なお、各道路土工構造物における要求性能は表２－２－１に示すように「重要度１」を基本とするが、重要度の設定にあたっては、対象となる構造物が構築される道路の

条件等をふまえ、以降の各節の要求性能の考え方を参照し、設定すること。

表２－２－１　要求性能

工　種		切土工（植生工）	斜面安定工（法枠工）（吹付工）	盛土工	擁壁工	軟弱地盤対策工	カルバート工
重要度 / 想定する作用		重要度１	重要度１	重要度１	重要度１	重要度１	重要度１
常時の作用		性能１	性能１	性能１	性能１	性能１	性能１
降雨の作用		性能１	性能１	性能１	性能１	性能１	－
地震動の作用	レベル１地震動	性能１	性能１	性能１	性能１	性能１	性能１
	レベル２地震動	性能２	性能２	性能２	性能２	性能２	性能２

重要度１：次の（ア）、（イ）に示す道路土工構造物

（ア）次に掲げる道路に存する道路土工構造物のうち、当該道路の機能への影響が著しいもの

・高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡高速道路及び一般国道

・都道府県道及び市町村道のうち、地域の防災計画上の位置づけや利用状況等に鑑みて、特に重要な道路

（イ）損傷すると隣接する施設に著しい影響を与える道路土工構造物

レベル１地震動：供用期間中に発生する確率が高い地震動

レベル２地震動：供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動

性能１：道路土工構造物が健全である、又は、道路土工構造物は損傷するが、当該道路土工構造物の存する区間の道路としての機能に支障を及ぼさない性能

性能２：道路土工構造物の損傷が限定的なものにとどまり、当該道路土工構造物の存する区間の道路の機能の一部に支障を及ぼすが、すみやかに回復できる性能

２－５　各道路土工構造物の設計（みなし規定）

（１）道路土工要領及び道路土工の各指針（以下、「道路土工指針」とする。）に示される方法により設計を行う場合は、表－２－２－１の性能を満足するとみなしてよい。

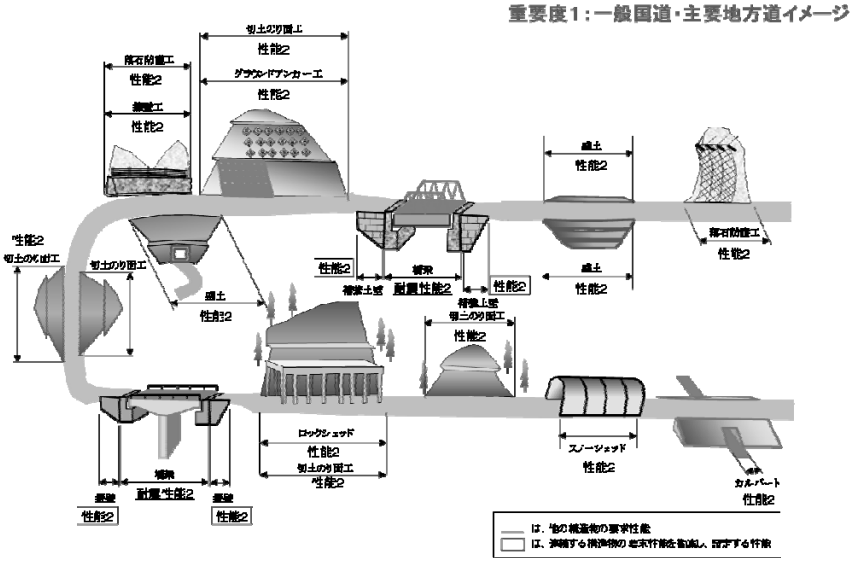
（２）高盛土や特殊形式のカルバート等、道路土工指針の適用範囲を超える特殊な構造物については、別途設計計算を実施すること。

道路土工構造物技術基準（H27.3.31）

道路土工構造物技術基準について（H27.8.25）

○連続・隣接する構造物との要求性能の整合のイメージ　作用：地震動（レベル2）

重要度１：一般国道・主要地方道イメージ



第３節　掘削（切土）

３－１　掘削（切土）法面勾配

掘削のり面の勾配は、施工中はもちろん、工事完了後も崩壊、法崩れなどの災害を起さない安全なものでなければならない。

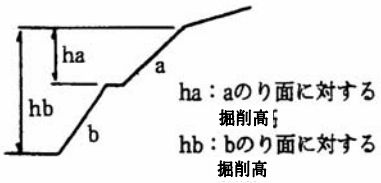
自然地盤はきわめて不均一で、風化及び亀裂の程度、成層状態、間げき、含水量によって、その強度は著しく異なる。したがって、現地の状況を十分考慮し、既往の法面の状況及び地質調査(ボーリング、弾性波探査等)を行い下表の標準勾配と合せ総合的判断によって法勾配を決定するものとする。

表２－３－１　地山の土質に対する標準のり面勾配

地山の土質		掘削高	勾配	標準
硬岩			1:0.3 ～1:0.8	硬　1:0.3 中硬 1:0.5
軟岩			1:0.5 ～1:1.2	軟Ⅱ 1:0.7 軟Ⅰ 1:0.7
砂	密実でない粒度分布の悪いもの		1:1.5 ～	1:1.5
砂質土	密実なもの	5ｍ以下	1:0.8 ～1:1.0	
		5～10m	1:1.0 ～1:1.2	
	密実でないもの	5ｍ以下	1:1.0 ～1:1.2	
		5～10m	1:1.2 ～1:1.5	
砂利または岩塊まじりの砂質土	密実なもの，または粒度分布のよいもの	10m以下	1:0.8 ～1:1.0	1:1.0
		10～15m	1:1.0 ～1:1.2	
	密実でないもの，または粒度分布の悪いもの	10m以下	1:1.0 ～1:1.2	
		10～15m	1:1.2 ～1:1.5	
粘性土		10m以下	1:0.8 ～1:1.2	
岩塊または玉石まじりの粘性土		5ｍ以下	1:1.0 ～1:1.2	
		5～10m	1:1.2 ～1:1.5	

道路土工
(H21．6)
切土工・
斜面安定
工指針
6－3－4(1)

注) １．土質構成などにより単一勾配としないときの切土高及び勾配の考え方は下図のとおりとする。



①勾配は小段を含めない
②勾配に対する掘削高は当該掘削のり面から上部の全掘削高とする。

２．シルトは粘性土に入れる。
３．上表以外の土質は別途考慮する。
４．のり面の植生工（のり面緑化）を計画する場合には指針の参表８－２も考慮する。
５．上表の掘削高以上のものは適宜考慮すること。

３－２　掘削小段

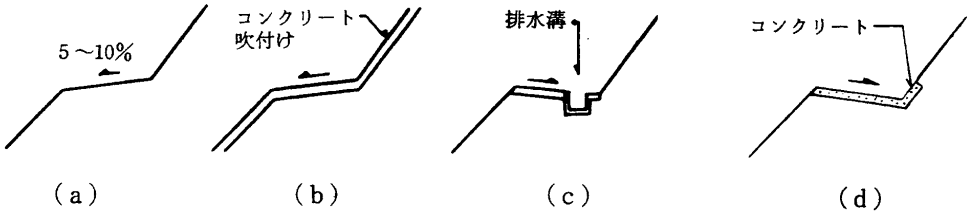
一般に切土高が高い法面では法面の途中に巾１ｍ～２ｍの小段を設ける。

(1) 小段の勾配

小段の横断勾配は法の下側（法尻側）に向って５～10%程度付けるのが普通であるが、小段に排水施設を設けるときは排水溝に水が集まる構造とする。

掘削小段排水溝の構造は（ｄ）を標準とする。

なお、小段に集まる水量または現地条件等によりこれによりがたい場合は別途（ｃ）等を考慮する。



(2) 小段の位置

掘削の小段は原則として、５～10ｍの間隔で設けるものとし、７ｍ毎を標準とする。

また、小段幅は、１．０～２．０ｍとし、小段に排水溝有り、なしにかかわらず１．５ｍ標準とする。

小段の位置は、同一土質からなる掘削法面では等間隔としてよいが土質が異なる場合は、湧水、土質境界面の傾斜の方向等を考慮して土砂と岩、透水層と不透水層との境界等に合せて設置することが望ましい。

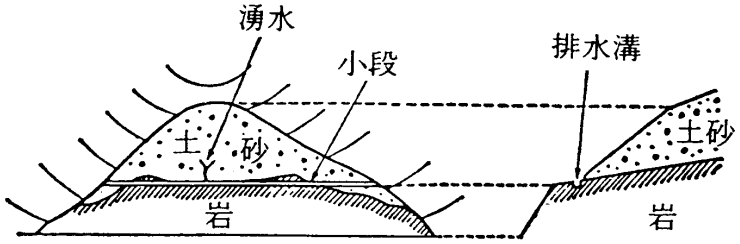


図２－３－２　小段の位置

３－３　のり肩

掘削ののり肩付近は、植生も定着しにくく、また、一般にルーズな土砂、風化岩が分布しているため浸食も受けやすく崩壊しやすい。そこで、のり肩の崩壊を極力防止するとともに景観をよくする目的でラウディングを行なう。

同様のことは小段の肩についても考えられるが小段の幅員確保の面から困難な場合が多い(図2−3−3参照)のでラウンディングは行なわない。

なお、ラウンディングは、図２－３－４(a)のようにのり面上部から外周縁部にかけて土砂（表層土）が比較的厚く存在する場合、最上段のり肩のみではなく､図２－３－４(b)のとおり、のり面周縁を巻込むように行うことがのぞましい。

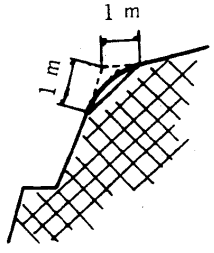
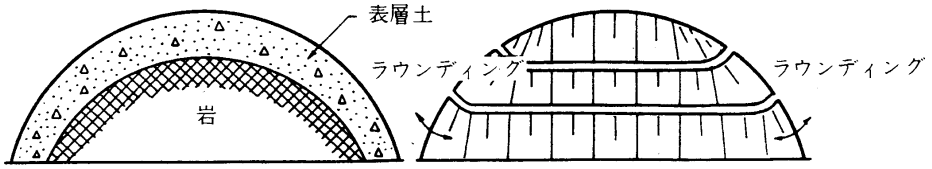


図２－３－３　のり肩のラウンディング標準図

道路土工
(H21.6)
切土工・斜面
安定工指針
6-3-3



（ａ）　　（ｂ）

図２－３－４　縦断方向のラウンディング図

３－４　注意の必要な現場条件等

次に該当する場合、掘削（切土）によって崩壊が発生しやすいので特に注意して調査し、掘削・法面保護工の設計・施工に反映する必要がある。

道路土工
(H21.6)
切土工・斜面
安定工指針
6-2-3
6-3-2

(1) 地すべり地

施工箇所周辺で地すべり地がある場合には、掘削に伴い地すべりが発生する可能性があるので注意が必要である。

その際、地すべり地の調査を参考に、必要に応じて適切な対応を講じる。詳細は指針「第 11 章　地すべり対策」を参考にされたい。

(2) 崩積土、強風化斜面の掘削（切土）

崖錐、風化斜面、火山泥流、その他旧崩壊部などでは、固結度の低い崩積土などが堆積し、自然斜面が地山の限界安定傾斜角に近い傾斜になっていることがある。このような箇所を地山より急な勾配で掘削（切土）すると不安定となり、図２－３－５のような崩壊が発生することがある。

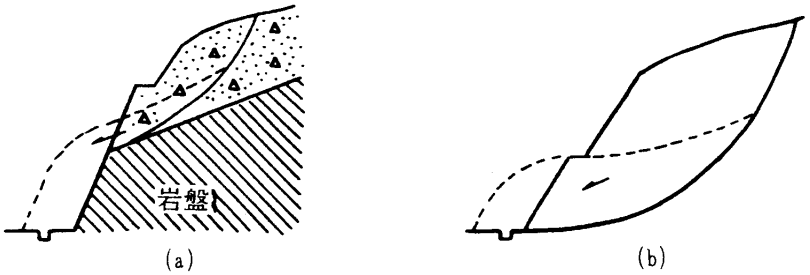


図２－３－５　崩壊模式図

この対策としては、次のような工法が考えられる。

１）図2−3−5(a)のような崩壊が予測される場合

図２－３－６のように、基盤線付近に広い小段を設け、崩積土や上からの崩壊土を小段で受けるようにする。風化層部分の勾配は可能な限り緩くする。

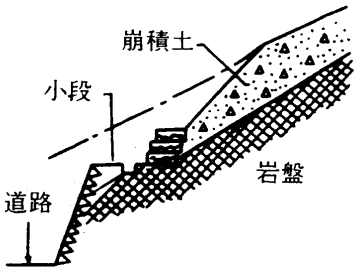


図２－３－６　崩壊対策図

２）図2−3−5(b)のような崩壊が予想される場合

この場合の対策は大規模な排土（小段を含むのり面勾配１：１.5～２.０又はそれより緩い）を行うか、十分な地下排水工を設けるか、あるいは抑止工（くい工など）を設けることになる。

いずれも工事費を大きく左右する工法であり、設計にあたっては十分な検討が必要である。

(3) 砂質土など、特に浸食に弱い地盤の掘削（切土）

真砂土、シラス、山砂、段丘礫層など、主として砂質土からなる土砂は表面水による浸食に特に弱く、落石や小崩落、土砂流出が起こることが多い。

なお、浸食対策は本来のり面勾配を変化させるよりも、のり面保護工や排水工で対処すべきものである。

したがって、のり肩やのり尻の排水を十分行い、のり肩付近からの水の浸透をできるだけ防ぐ。のり尻には余裕を十分にとって、万一崩壊しても路面に直接影響を与えないようにする。ことが大切である。

(4) 泥岩、蛇紋岩など、風化が早い岩の掘削

第三紀の泥岩、頁岩、固結度の低い凝灰岩、蛇紋岩などは、掘削による応力開放、その後の乾燥湿潤の繰返しや凍結融解の繰返し作用などによってのり面表層から次第に土砂化して、図２－３―７に示したＡ又はＢのような崩壊が発生することが多い。

道路土工
(H21.6)
切土工・斜面安定工指針
6-2-3
6-3-2

このため、設計時点から次のいずれかの点に注意する必要がある。

１）将来、風化が進んでも崩壊しないための安定勾配を確保しておくか、または崩壊しても被害を最小限にとどめるための小段を（平場）を設けておく。

２）風化をできるだけ抑制するため保護工で密閉する。

第三紀の泥岩の場合、条件のよいものは平均勾配（法肩と法尻を結ぶ勾配）で1:0.8～1.0、比較的悪いものは1:1.2程度の勾配とする。

蛇紋岩の場合、条件のよいものと悪いものに差があるため10m以上ののり面では1:0.5～1.2の間の広い範囲での勾配の検討が必要である。

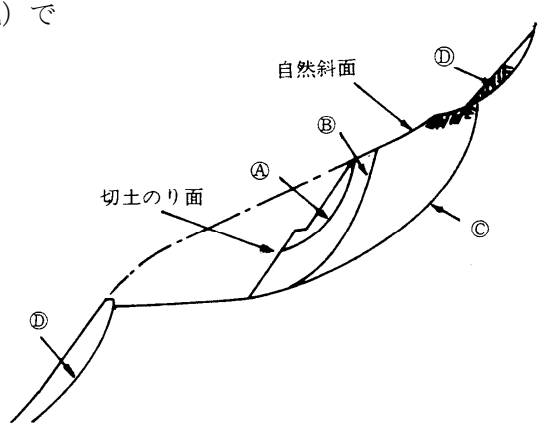


図２－３－７　掘削部の崩壊模式図

(5) 割れ目の多い岩の掘削（切土）

地質的構造運動を受けた断層破砕帯、冷却時の収縮によってできた柱状、板状節理などの岩盤には多くの弱線が発達している。前者は中・古生層など古い時代の岩（片岩、片麻岩、チャート、粘板岩、蛇紋岩）などに多く、後者は玄武岩、安山岩、流紋岩、花こう岩などが多い。

この種の岩の崩壊には２－３－８に示されるものが多い。

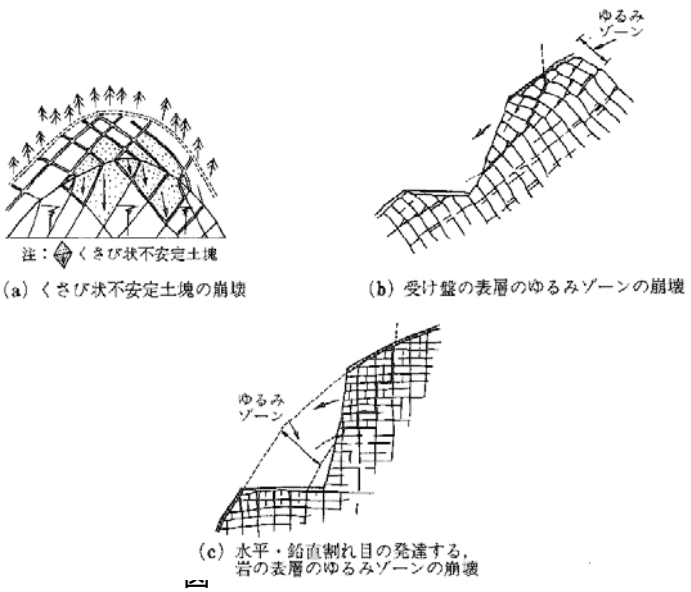


図２－３－８　崩壊模式図

この場合のり面の安定を左右する条件は割れ目の発達度合、破砕の程度で、この度合を評価する方法として、弾性波探査結果、亀裂係数、R.Q.D、近隣の既設法面観察がある。

法面勾配は、割れ目の発達度合、割れ目の面の粗滑とゆるみ具合等の関係を考慮して決定する。

弾性波探査結果や亀裂係数から法面勾配を決定する場合は指針を参考とし、同時に周辺の既設法面の実績と比較し総合的に判断する。

(6) 割れ目が流れ盤となる場合の掘削

層理、片里、節理一定方向に規則性を持った割れ目が発達している場合で、この割れ目の傾斜の方向とのり面の傾斜の方向が同じ方向となった場合はのり面に対して流れ盤関係となり、図２－３－９のような崩壊が起こることがある。

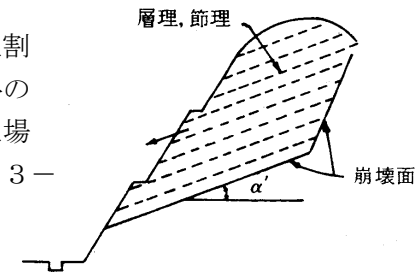


図２－３－９　崩壊模式図

流れ盤の掘削法面の安定性は法面・割れ目の勾配と方向によって影響を受けるので、これらを考慮して法面勾配を決定する。のり面勾配は、原則としてα´と同じかそれよりゆるい勾配とすることが望ましい。

しかし、α´が 30° 以下となるような緩い傾斜の流れ盤の場合は必ずしも１：1.8 より緩い勾配でなければ不安定というわけではなく、他の要因（たとえば割れ目の発達程度）によってのり面勾配を決定してよい。

一方、逆にα´が 60° を超えるような急傾斜の流れ盤の場合はたとえ１：0.6 の勾配で必ずしも安定とはいえないことが多い。

一般に流れ盤の場合、全直高 10m以上ののり面では１：0.8 未満の急な勾配は採用しない方がよい。

(7) 地下水が多い場合の掘削（切土）

地質条件のいかんに関わらず湧水が多い地点や地下水位の高い地点を切土する場合、そののり面は不安定となる要素をもっており、のり面勾配もそれだけ緩くする必要がある。

このような地下水の多い地域の掘削は、のり面勾配の検討以上に地下排水工の検討を優先させる必要がある。

(8) 積雪、寒冷地における掘削（切土）

豪雪地帯ののり面は融雪時のなだれと融雪水によるのり面崩壊が問題となる。また、寒冷地では凍結融解による表層はく離や落石が問題となる。

1）なだれ

一般になだれの発生し易い斜面の勾配は１：1.0 前後といわれているが、なだれ対策のためにのり面勾配を緩くすることは特殊な場合を除いてほとんど行われていない。

この場合はのり面の中腹に小段を設けるか、なだれ防止柵を設置するのが普通である。

2）融雪時の崩壊

融雪時における表面水の流量は豪雨時のそれに劣らない。特に飽和すると強度が低下するシルト分の多い土砂（崩積土、火山泥流、火山灰土、山砂など）の掘削のり面は標準より緩い勾配で設計するか、表面排水、地下排水を十分に検討する必要がある、

3）凍結融解によるはく離、落石

凍結融解によって起こる表層はく離や落石のためにのり面勾配をわざわざ緩くすることは一般的に少なく、のり面保護工で対処する。

しかし、予めのり面勾配を緩くしておけば保護工には負担がかからず維持管理も容易である。

(9) 長大なのり面となる場合

長大なのり面は万一崩壊した場合大災害となることがある。

また、掘削の施工が進んでからの変更（切直し）は経済的にも施工性からいっても不利な面が多く、余裕のある設計を行うことが望ましい。

したがって、詳細な調査と十分な検討を行い、行き届いた安全管理体制のもとに施工しなければならない。

1）断面決定上の注意点

表２－３－１の標準のり面勾配の適用はのり高 15mまでであり、それ以上の長大なのり面ではそれぞれの条件に応じたのり面勾配としなければならない。この条件を検討する場合次のような点に注意を要する。

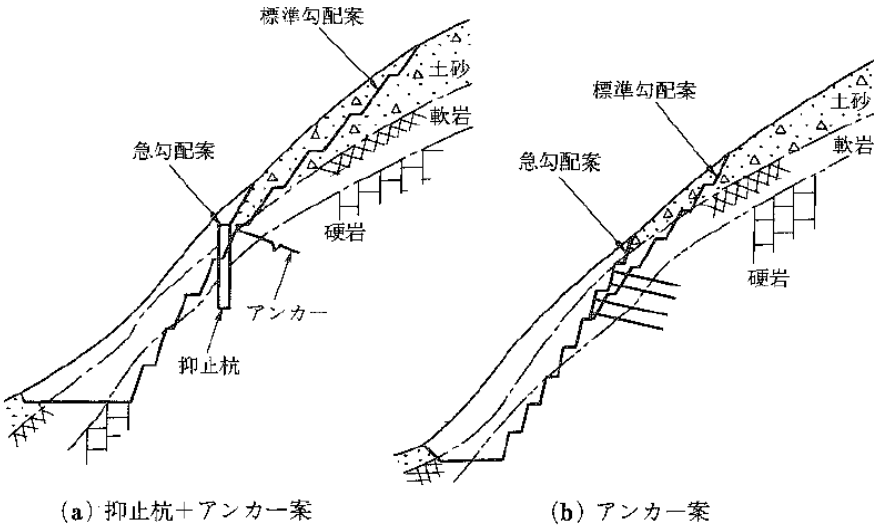
① 膨張性岩といわれるモンモリロナイトを多量に含んだ岩では、多少風化が進んでも安定を保つだけののり面勾配を確保しておく。

② 山地の鞍部は断層破砕帯となっていることが多いので、ボーリングや弾性波探査の結果、深部まで破砕帯が存在する場合には、その破砕の度合や方向に応じて切土のり面勾配を検討する必要がある。

③　図２－３－10 のような急傾斜地の掘削の場合、まず、地山を土砂、軟岩、硬岩に区分し、それに応じた勾配で掘削するのが一般的である。しかし、斜面が急傾斜であると図２－３－10 の標準勾配案のように薄い掘削が斜面上部まで達し、長大なのり面となる。

景観や用地などの条件から、掘削のり面の面積を小さくしたい場合には図の急勾配案のような抑止工法、あるいはそれに準じた構造物によって保護した急勾配ののり面とすることが考えられる。

この場合、抑止工上部の自然斜面が安定していることが条件となる。また、抑止工にかかる外力や根入れ地盤の支持力検討を十分行う必要がある。



(a) 抑止杭＋アンカー案　　(b) アンカー案

図２－３－10　**急傾斜地の掘削**

④　長大なのり面の場合、通常の小段のほかに点検、補修用の小段（幅３ｍ程度）を高さ 20～30ｍごとに設けておくことが望ましい。

２）法面点検施設の設置

掘削法面の点検については、現地状況等により点検作業が非常に困難なため、法面点検昇降施設を整備するものとする。

(9) 崖錐、破砕帯、断層等の場合

１）透水性の土層（崖錐など）の下に岩盤があり、その境界面の傾斜がのり面の傾斜と同一方向になっている場合(図 2－3－11参照)
透水性の土砂と岩との境界面に沿って崩落することが多い。この場合のり面勾配にあまり関係ないがない。

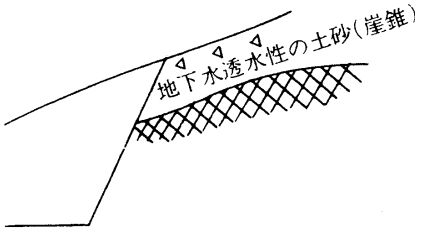


図２－３－１１　透水性の層の下に岩盤がある場合

２）崖錐部分を掘削する場合(図 2－3－12参照)
崖錐堆積層は絶えず匍行運動を続けていることもあり、崖錐の中腹部又は下端部を切り取ると大きな崩壊を招くことがある。したがって、このような地盤を切土する場合は、崖錐層の層厚、崖錐層自体の性質、地下水の浸透状況などを十分調査し、慎重に安定の検討をしなければならない。

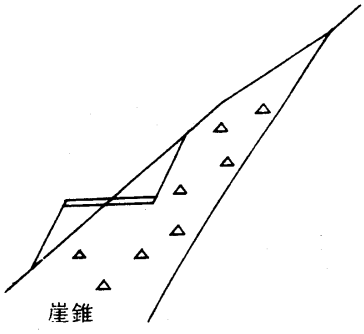


図２－３－１２　崖錐部分の場合

３）頁岩、粘板岩などの水成岩あるいは石墨片岩、緑色片岩などの変成岩において、それらの層理あるいは片理の傾斜が掘削面の傾斜と同方向になっている場合、または、き裂の多い場合（図２－３－13 参照）

４）現在までに地スベリ又は山腹崩壊の履歴があり、不安定な状態にある地盤の場合。

５）断層又は断層の影響を受けて破砕帯が多く存在する地質の場合。

６）水を含んだ細粒分の多い砂層、とくにマサ状に風化の進んだ花崗岩類及び退化した段丘砂レキ層の場合。

７）マサ、シラスのように浸食に対する抵抗が極度に弱い地質の場合。

８）軟らかい粘土の場合。

９）鏡肌や毛状の亀裂をもった硬い粘土の場合。

10）地下水位が高く湧水の多い場合。

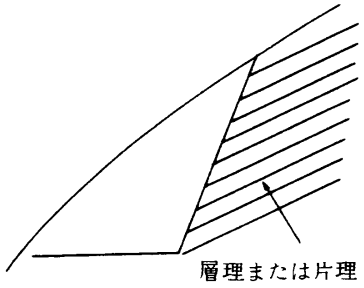


図２－３－１３　層の傾斜が掘削の方に向かっている場合

３－５　掘削部の路床高

掘削部において、路床が岩盤で片車線より広い区間が、縦断方向に 60ｍ以上連続している場合は、第８章舗装２－７を考慮して、路床高を決定すること。

３－６　設計（道路土工）

３－６－１　設計に関する一般事項

（１）常時の作用として、少なくとも死荷重の作用を考慮する。

（２）斜面安定施設については、（１）のほか、斜面安定施設の設置目的に応じて斜面崩壊、落石、岩盤崩壊、地すべり又は土砂流による影響を考慮する。

（３）切土のり面は、のり面の浸食や崩壊を防止する構造となるよう設計する。

（４）切土は、雨水や湧水等を速やかに排除する構造となるよう設計する。

（５）斜面安定施設は、雨水や湧水等を速やかに排除する構造となるよう設計する。

道路土工構造物技術基準(H27.3.31)

３－６－２　要求性能と照査

想定する作用に対して安全性、供用性、修復性の観点から要求性能を設定し、それを満足することを照査する。

切土の要求性能については、表２－３－２とする。

表２－３－２

想定する作用＼重要度		重要度1
常時の作用		性能1
降雨の作用		性能1
地震動の作用	レベル1地震動	性能1
	レベル2地震動	性能2

道路土工構造物技術基準(H27.3.31)

道路土工構造物技術基準について(H27.8.25)

重要度に関しては、「第２章第２節２－４要求性能」に記載のとおり「重要度１」の適用を基本とする。

要求性能の水準については、表２－３－３とする。

表２－３－３

要求性能	要求性能の水準
性能1	道路土工構造物は健全である、又は、道路土工構造物は損傷するが、当該道路土工構造物の存する区間の道路としての機能に支障を及ぼさない性能
性能2	道路土工構造物の損傷が限定的なものにとどまり、当該道路土工構造物の存する区間の道路の機能の一部に支障を及ぼすが、すみやかに回復できる性能
性能3	道路土工構造物の損傷が、当該道路土工構造物の存する区間の道路の機能に支障を及ぼすが、当該支障が致命的なものとならない性能

第４節　盛　　土

道路土工、
盛土工指針
(H22.4)
4-3

４－１　盛土の安定性の照査

盛土の基礎地盤は、盛土、舗装などの重量及び交通荷重を安全に支持しうるもので、かつ、盛土その他の荷重によって生ずる沈下が完成後に悪影響を及ぼすようなものであってはならない。

また、つぎに記す特殊な条件ののり面については盛土の安定上問題となることがあるので、十分留意すること。

(1) 盛土自体の条件

１）盛土高が表２－４－１の盛土高に対するのり面標準勾配を超える場合（高盛土）

２）低盛土（盛土高さ 1.0m以下）の場合（低盛土）

３）盛土材料が表２－４－１に該当しないような特殊土からなる場合。

(2) 外的条件

１）降雨や浸透水の作用を受けやすい場合。（例　片切り片盛り）

・降雨や浸透水の作用を受けやすい場合は、浸透に対し速やかに排出する排水対策を十分に考慮しなければならない。

道路土工、
盛土工指針
(H22.4)
4-8

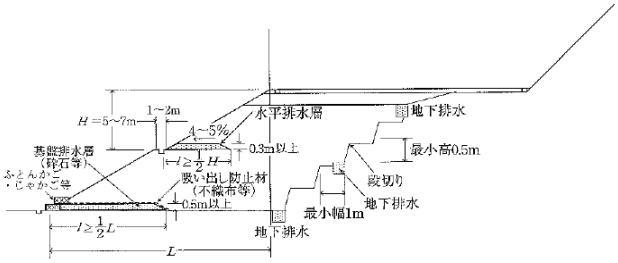


図２－４－１　降雨や浸透水の作用を受けやすい盛土断面の排水対策例

２）盛土のり面が洪水時などに冠水したり、のり尻付近が浸食されるような場合。（例　池の中の盛土）

３）万一破壊すると隣接物に多大な損失を与える場合。

４）盛土の基礎が軟弱地盤や、地すべり地のように不安定な場合。

５）急な斜面に盛土する場合。

４－２　盛土のり面

盛土のり面の設計、施工にあたっては、盛土材料、盛土の基礎地質、湧水、地形条件、気象などを十分に検討して対処するのがよい。

(1) 盛土のり面の標準断面

１）のり勾配の標準

盛土のり面勾配は特別な場合を除き表２－４－１「盛土材料及び盛土高に対するのり面標準勾配」に示す盛土材料、盛土高に応じて経験的な標準値を一般に用いる。

一般に低い盛土ではのり勾配を 1：1.5 で良好に施工すれば、とくに土質に問題のあるのり面又は長大のり面以外は大きな崩壊を起こすことはまずないと考えてよい。しかし、１：1.5 ではのり面の締固めが不十分となりやすくそれが原因となって表面付近のはだ落ちや洗掘が起こる危険性を持っている。

①のり面標準勾配は機械転圧が可能なように１：1.8 と考えた。

②河川や海岸等の堤防と共用されるときには、その機能を考えのり面勾配、洗掘浸食対策等に十分考慮しなければならない。

表２－４－１　盛土材料及び盛土高に対するのり面標準勾配

盛　土　材　料	盛土高（m）	勾　配	標　準	摘　要
粒度良い砂(S)，礫および細粒分まじりの礫(G)	5ｍ以下	1:1.5　～1:1.8	1:1.8	基礎地盤の支持力が十分あり，浸水の影響のない盛土に適用する。（　）の統一分類は代表的なものを参考に示す。
	5～15m	1:1.8　～1:2.0		
粒度の悪い砂(SG)	10m以下	1:1.8　～1:2.0		
岩塊(ずりを含む)	10m以下	1:1.5　～1:1.8		
	10～20m	1:1.8　～1:2.0		
砂質土(SF)，硬い粘質土、硬い粘土(洪積層の硬い粘質土，粘土，関東ロームなど)	5ｍ以下	1:1.5　～1:1.8		
	5～10m	1:1.8　～1:2.0		
火山灰質粘性土(V)	5ｍ以下	1:1.8　～1:2.0		

注）１．盛土高とは、のり肩とのり尻の高低差をいう（図２－４－１参考）

２．取付支道等の、のり面勾配は１：1.5としてもよい。

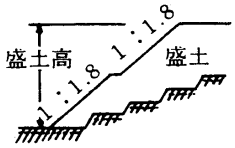


図２－４－１　盛　土　高

２）のり面形態と盛土構造

盛土構造は現場ごとの背景（地盤条件、材料、気象など）、盛土の安定、施工などを配慮した合理的な設計をするものとし、のり面は少なくとも小段と小段にはさまれた部分を単一勾配とするのがよい。

また、２種類以上の材料による高い盛土では各土質に応じた標準勾配を小段ごとに適用するものとする。このように２種類以上の材料で施工する場合には盛土の安定、舗装に与える影響を考慮して次のように使い分けるのが望ましい。

①　盛土高さが低く安定に問題のないとき

舗装構造に影響のある高さ（路床上面からおよそ１m）はれき質土ないし砂を使用するのが望ましい。

②　盛土の安定に問題があるとき

軟弱地盤、傾斜地盤、沢地などで湧水が盛土へ流入するおそれがあるときには細粒分の少ないれき質土、砂などを盛土下部へできる限り使用し、盛土内の水圧の上昇を防止して盛土崩壊の危険を軽減するのがよい。

粘着性に乏しいれき（G）、すな（S）、シルト（M）などは浸食を受けやすいので、５～７ｍを超える盛土高さの場合は小段を設けて排水溝を設置するとか、のり面保護工について特別の配慮をすることが必要である。

切込砂利、砂などからなる盛土のり面は一般に植生による保護が困難である。したがって、のり面を保護しなければ浸食を受けやすいので、必要に応じ図２－４－２のようにのり面を浸食のおそれのない粘土（C）またはれき質土（ＧＦ）などで被覆する必要がある。被覆土の厚さは一般にのり面に垂直に 30 ㎝以上が必要とされている。厚さ 30 ㎝とは芝（地被植物）が生育するのに必要な最小厚さであり、被覆土の厚さは路体の施工機種で、水平薄層転圧の可能な２～３ｍが望ましい。なお、道路敷の表土を集積、仮置きして

被覆土に使用することも行われている。

この場合路体内の浸透水を容易に排水し得るような設計上の配慮（例えば図２－４－２）を行う。

図２－４－２　盛土のり面の被覆

また、盛土材料が粒土組成の悪い砂ではトラフィカビリティの確保が困難な場合もあるので、のり面保護と運搬路を兼ねて図２－４－３のような構造にすることもある。

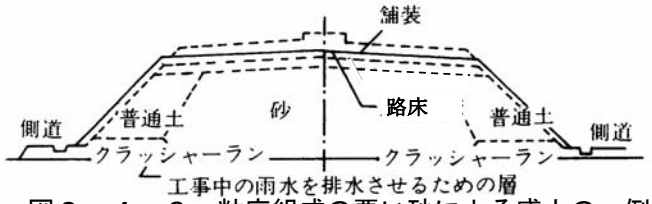


図２－４－３　粒度組成の悪い砂による盛土の一例

４－３　盛土小段

(1) 盛土の小段は原則としてのり肩より５～７ｍ間隔で設けるものとし７ｍを標準とする。また、小段巾は 1.0m～2.0mとし、水路有り無しにかかわらず 1.5mを標準とする

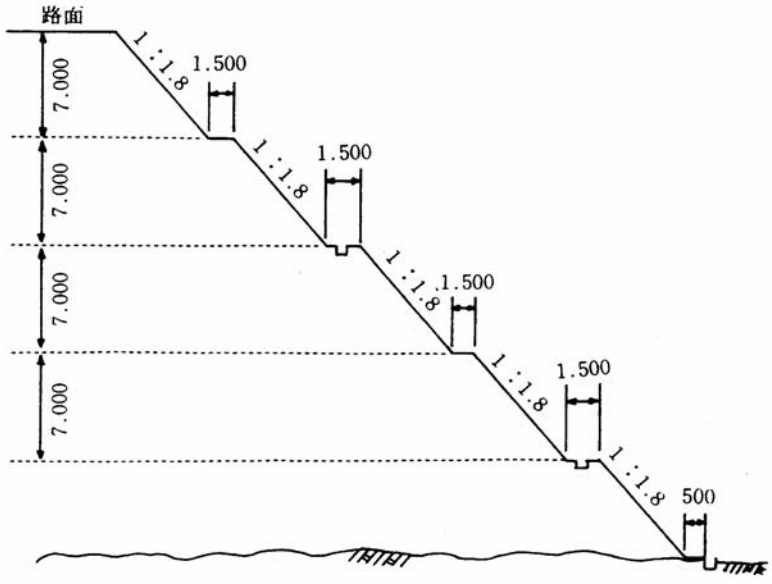
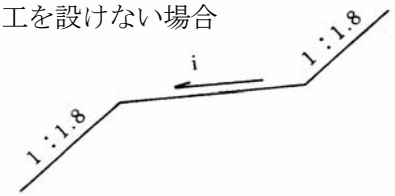


図２－４－４　盛土小段標準図

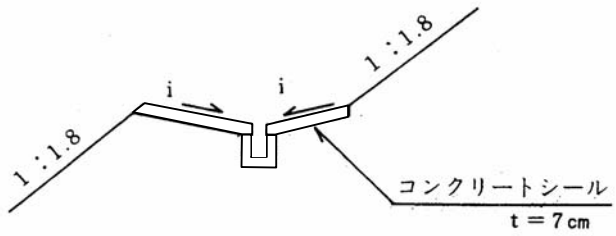
(2) 盛土小段の標準形状

（ｲ）小段排水工を設けない場合



i は 10%を標準とする。

（ﾛ）小段排水工を設ける場合



ｉは５％を標準とする。

４－４　土羽土

土羽土の厚さは、のり面直角に 30 ㎝の厚さを標準とする。

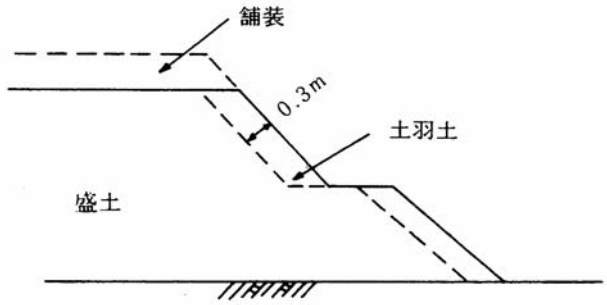


図２－４－５　土　羽　土

４－５　設計（道路土工）

道路土工構造物技術基準(H27.3.31)

４－５－１　設計に関する一般事項

（１）常時の作用として、少なくとも死荷重の作用を考慮する。

（２）盛土のり面は、のり面の浸食や崩壊を防止する構造となるよう設計する。

（３）盛土は、雨水や湧水等を速やかに排除する構造となるよう設計する。

（４）路床は、舗装と一体となって活荷重を支持する構造となるよう設計する。

（５）盛土の基礎地盤は、盛土の著しい沈下等を生じないよう設計する。

４－５－２　要求性能と照査

道路土工構造物技術基準(H27.3.31)
道路土工、盛土工指針(H22.4)
4-1

想定する作用に対して安全性、供用性、修復性の観点から要求性能を設定し、それを満足することを照査する。

盛土の要求性能については、表２－５－３とする。

表２－５－３

想定する作用＼重要度		重要度１
常時の作用		性能１
降雨の作用		性能１
地震動の作用	レベル1地震動	性能１
	レベル2地震動	性能２

重要度に関しては、「第２章第２節２－４要求性能」に記載のとおり「重要度１」の適用を基本とする。

ただし、基礎地盤、盛土材料、盛土高さ等が所定の条件を満たす場合には、これまでの経験・実績から妥当と見なせる構造（標準のり勾配等）を適用することが出来る。

要求性能の水準については、表２－５－４のとおり。

表２－５－４

要求性能	要求性能の水準
性能1	想定する作用によって盛土としての健全性を損なわない性能。
性能2	想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり、盛土としての機能の回復がすみやかに行い得る性能。
性能3	想定する作用による損傷が盛土として致命的とならない性能。

第５節　片切、片盛、切盛境及び腹付盛土

５－１　伐　開

掘削及び盛土の施工に先だち、伐開除根を行う。

(1) 樹木の伐開は、在来地盤面に近い位置で行う。

(2) 計画路床面下約１ｍ以内にある切株、竹根、その他の障害物は、将来舗装に悪影響を及ぼす恐れがあるので除去する。なおそれ以外でも、将来舗装に悪影響を及ぼす恐れのあるものは除去する。

(3) 山間のくぼ地などで、落葉あるいは枯枝などが堆積していて盛土に悪影響を及ぼす恐れのあるものは除去する。

(4) 土取場では、掘削に先だち草木、切株、竹根などあらかじめ除去する。

伐開除根は、次表を標準として施工するものとする。

表２－５－１　伐開除根（河川土工・海岸土工・砂防土工）

区　　分	種　　別			
	雑草・ささ類	倒　木	古根株	立　木
盛土箇所全部	根からすきとる	除　去	抜根除去	同　左

表２－５－２　伐開除根（道路土工）

区　　分	種　　別			
	雑草・ささ類	倒 木	古根株	立 木
盛土工 1mを超える場合	地面で刈りとる	除 去	根元で切りとる	同 左
盛土工 1m以下の場合	根からすきとる	〃	抜根除去	〃

共通仕様書
1－2－3－1

５－２　段　切

段切は１：４より急な斜面に盛土を実施する場合に行うものとし、標準断面は図２－５－１のとおりとする。

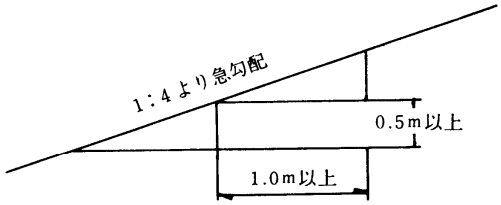


図２－５－１　段切

５－３　掘削（切土）部、盛土部接続部のすり付け

片切り、片盛りの接続部には完成後段違いが生じて舗装にき裂などを生じ易く、その対処方法としてすり付けを行うものとする。（道路土工－施工指針参照）

(1) 道路横断方向のすり付け

図２－５－２に示すすり付け区間を設け、路床の支持力の不連続性を避けるものとする。

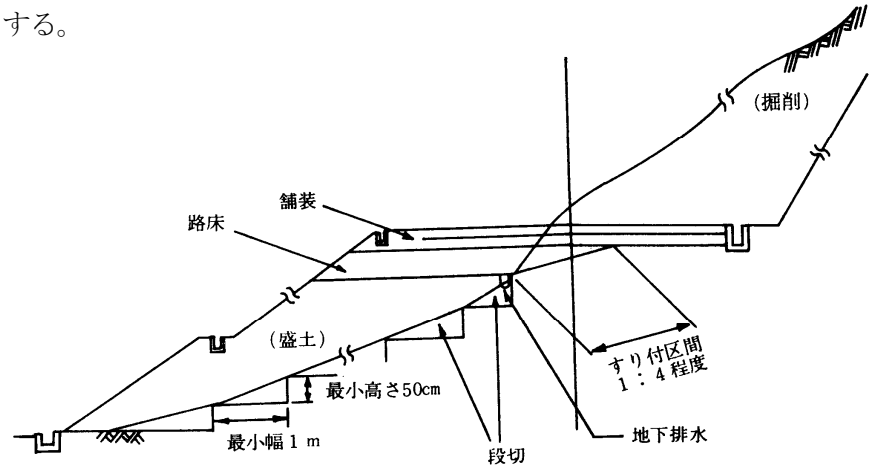
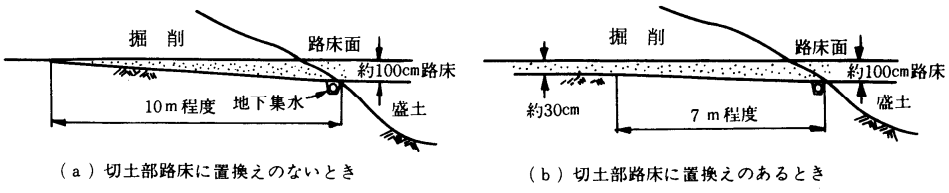


図２－５－２　盛土基礎地盤の段切りおよび切土盛土の接続部（土砂地盤の例）

(2) 道路縦断方向のすり付け

掘削（切土）部盛土部の縦断方向の接続部には、すり付区間を設け路床の支持力の不連続性を避けるものとする。

すり付けの標準は図２－５－３とする。



（ａ）切土部路床に置換えのないとき　　（ｂ）切土部路床に置換えのあるとき

図２－５－３

第３章　軟弱地盤対策工

目　　次

第３章　軟弱地盤対策工 …… １－３－ 1

第１節　総　論 …… １－３－ 1
１－１　概　要 …… １－３－ 1
１－２　判定基準 …… １－３－ 1
１－３　軟弱地盤の問題点 …… １－３－ 4
１－４　軟弱地盤の検討 …… １－３－ 4
１－５　対策工法 …… １－３－10
１－６　留意事項 …… １－３－11

第２節　各　論 …… １－３－12
２－１　深層混合処理工法 …… １－３－12

第３章　軟弱地盤対策工

第１節　総　論

１－１　概　要

軟弱地盤とは粘性土ないし有機質土からなり含水量の極めて大きな軟弱な地盤をさす。

軟弱地盤は線形検討の段階で避けて通るのが普通であるが他の理由で位置が固定され，どうしても避けることができない時は，必要に応じて道路土工，軟弱地盤対策工指針等を参考として軟弱地盤対策工を行なわなくてはならない。

１－２　判定基準等

軟弱地盤であるか否かは構造物の設計条件との相対的な関係により決まるものであるから，一義的に，決めると誤解を招く恐れがあり，明確な判定基準は現在ないが，構造物を安全に支持しえず，有害な沈下や傾斜を起こすような地盤を総じて軟弱地盤と判断する。図３－１－１に軟弱地盤の分布地域と地盤の性状を示す。表３－１－１に，これまでの道路土工で遭遇した軟弱地盤における自然含水比 Wn，自然間隙比 en，一軸圧縮強さ q_u 及び標準貫入試験によるＮ値などの代表的な数値の範囲を泥炭質地盤，粘土質地盤及び砂質地盤に区分した。

また，軟弱地盤の目安について，河川局，旧道路公団における例を表３－１－２，表３－１－３に示す。

道路土工に関して問題となるのは，主として盛土や構造物の安定または沈下であるから,安定または沈下に対する許容値を超過するような地盤については,表３－１－１にこだわることなく軟弱地盤として取り扱う。逆に安定または沈下に対して大きい許容値の許せる盛土や構造物が施工される場合には，表３－１－１に示した砂質地盤や良質の粘土質地盤については軟弱地盤として取扱う必要はなくなる。

表３－１－１　軟弱地盤の区分と一般的な土質

分布域	地盤区分	土質材料区分	土質区分		記号	土質[注1)] w_n (%)	e_n	q_u (kN/m²)	N値
おぼれ谷埋積地 後背湿地 丘陵や谷地に挟まれた細長い谷 三角州低地 埋立地 海岸砂州自然堤防	泥炭質地盤	高有機質土{Pm}	泥炭(ピート)(Pt)	繊維質の高有機質土		300以上	7.5以上	40以下	[注1)]1以下
			黒泥(Mk)	分解の進んだ高有機質土		300～200	7.5～5		
	粘性土地盤	細粒土{Fm}	有機質土{O}	塑性図A線の下		200～100	5～2.5	100以下	[注1)]4以下
			火山灰質粘性土{V}	塑性図A線の下					
			シルト{M}	塑性図A線の下，ダイレイタンシー大		100～50	2.5～1.25		
			粘土{C}	塑性図A線の上，またはその付近，ダイレイタンシー小					
	砂質地盤	粗粒土{Cm}	細粒分まじり砂{SF}	75μm以下 15～50%		50～30	1.25～0.8	—	10～15以下
			砂{S}	75μm以下 15%未満		30以下	0.8以下		

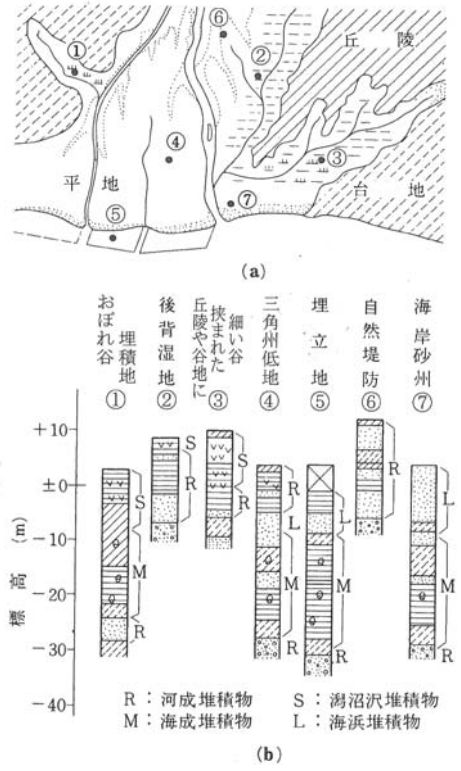


図３－１－１　軟弱地盤の分布と成層例

道路土工
軟弱地盤
対策工指針
（H24.8）p.8

道路土工
軟弱地盤
対策工指針
（H24.8）p.6

表３－１－２　河川砂防における軟弱地盤（河川）

（第17章2.3.2 軟弱地盤の判定）[2)]

本調査（第１次）の結果が次のいずれかに該当する地盤に対しては，軟弱地盤調査を実施するものとする。

1．粘土地盤の場合
- (1) 標準貫入試験によるＮ値が３以下の地盤
- (2) オランダ式二重管コーン貫入値が３kgf/cm²以下の地盤
- (3) スウェーデン式サウンディング試験において100kg以下の荷重で沈下する地盤
- (4) 一軸圧縮強さquが0.6kgf/cm²以下の地盤
- (5) 自然含水比が40％以上の沖積粘土の地盤

2．有機質土の地盤の場合

3．砂地盤の場合
- (1) 標準貫入試験によるＮ値が10以下の地盤
- (2) 粒径のそろった砂の地盤

表３－１－３　高速道路における軟弱地盤の目安

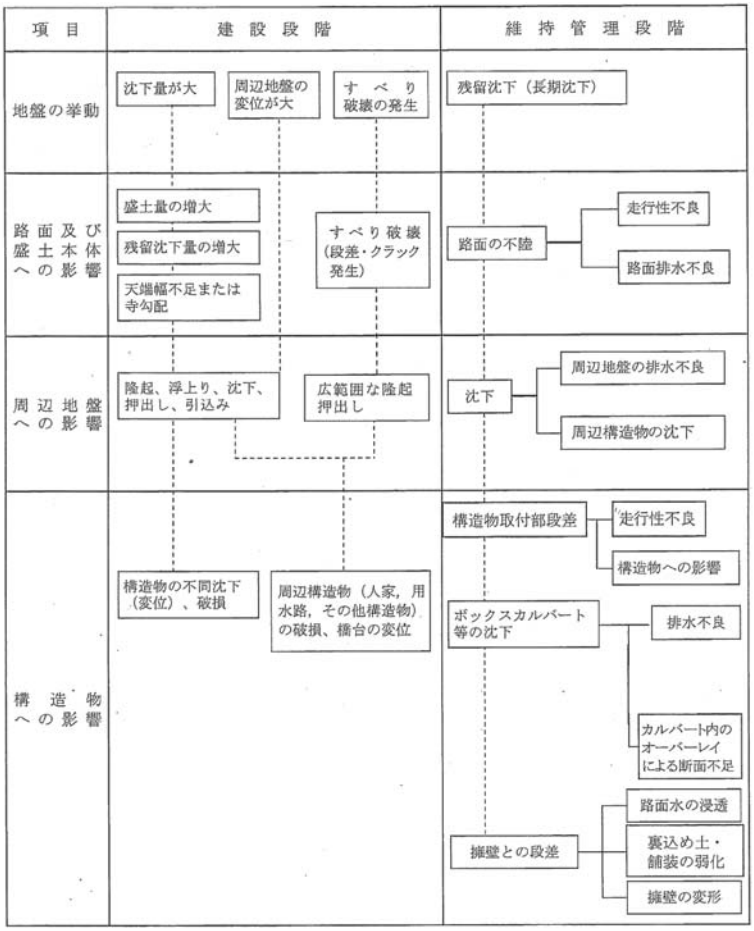
地盤	泥炭質地盤及び粘土質地盤		砂質地盤
層厚	10m 未満	10m 以上	—
Ｎ値	4 以下	6 以下	10 以下
qu (MN/m²)	0.06 以下	0.1 以下	—
qc (MN/m²)	0.8 以下	1.2 以下	4.0 以下

注）①表中で「qc」はオランダ式２重管コーン貫入試験におけるコーン指数で

②砂質地盤においては地震時の液状化が問題となる場合がある。

１－３　軟弱地盤の問題点

軟弱地盤に盛土・構造物を構築した時に，下記に示すように地盤のせん断強さや支持力の不足等による盛土のすべり破壊や圧密沈下による土工構造物や周辺地盤等の変形、路面の不陸が生じることがある。



道路土工
軟弱地盤
対策工指針
（H24.8）p.9

１－４　軟弱地盤の検討

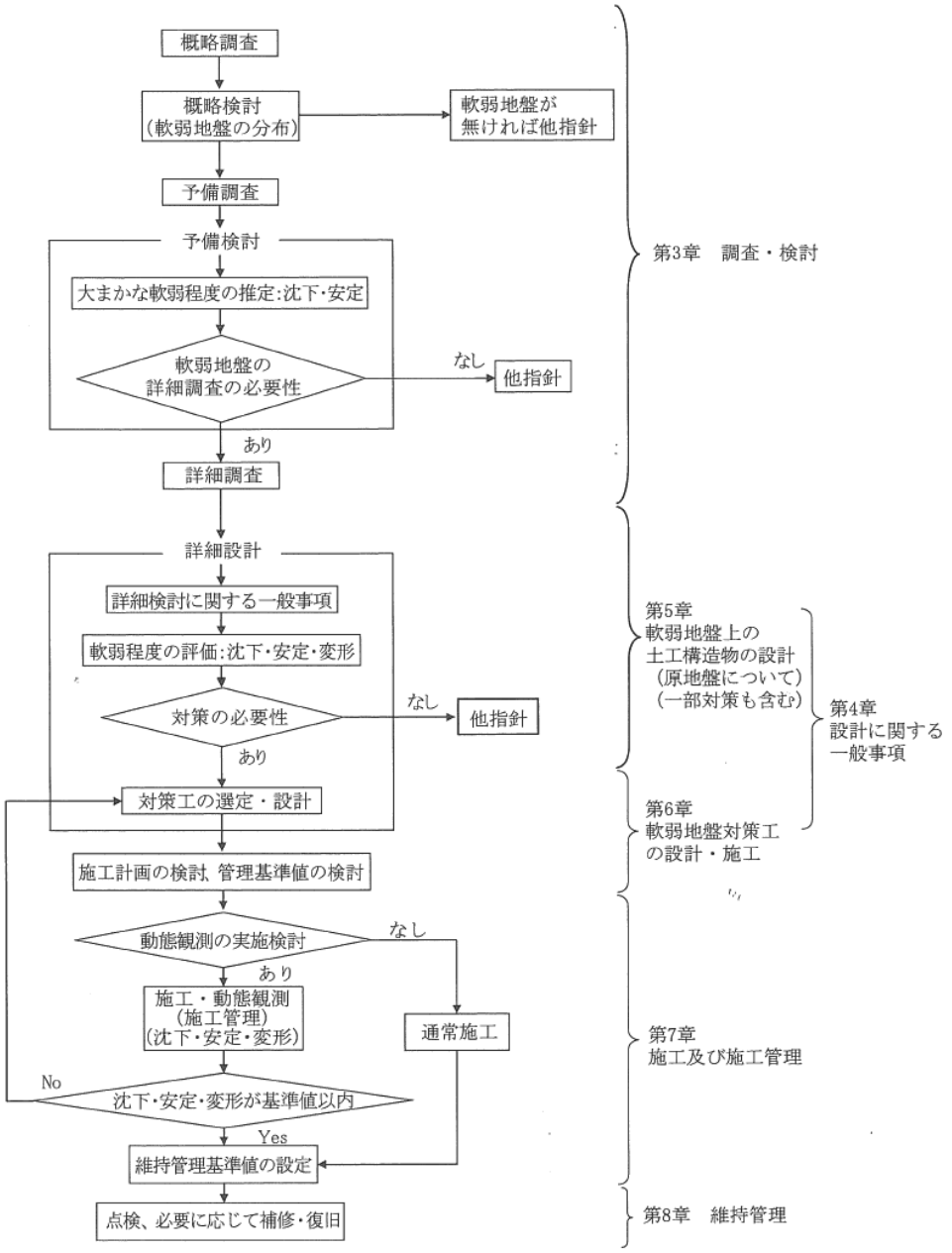
一般的に行われる軟弱地盤対策の流れを図３－１－２に示す。軟弱地盤の検討は，道路土工軟弱地盤対策工指針（改訂された場合は改訂版に準拠）に準拠する。

(1)　盛土の安定計算と沈下計算を行うにあたっては，土質調査その他によって収集された設計・施工のためのデータを整理して，次のような設計条件を求めておく必要がある。

１）地盤条件：軟弱地盤の生成区分，成層状態，排水条件，各層の土質定数（圧密特性と強度特性など）

２）施工条件：盛土の形状、工程，盛土材料の土質定数（単位体積重量と強度特性など）沿道の環境と用地に関する制限

３）設計目標値：道路の性格などによる許容残留沈下量，最小安全率などの設計目標値，盛土周辺の施設への隆起・沈下等の許容値（盛土に近接している施設における，隆起，沈下等の変形量の許容値を定める場合は，関係機関等の定める値を参考として決定する。）



＊他指針とは「盛土工指針」,「擁壁工指針」,「カルバート工指針」等を指す。

図３－１－２　軟弱地盤対策の流れ

(2)　必要な土質試験等

軟弱層の規模（平面的な広がりと深さ）は土質名とサウンディング結果で推定できるが，盛土の支持力，沈下などの概略予測，対策工法の検討などには次のような土質試験結果が必要である。

１）土の判別分類　比重，単位体積重量，含水比，コンシステンシー指数（液性限界，塑性指数），粒度分布

２）土の強度特性　一軸圧縮強さ

３）土の圧密特性　e～log p 曲線，圧密係数，圧縮指数

４）設計計算書など　安定計算，沈下計算の計算書，沈下の実側記録

道路土工
軟弱地盤
対策工指針
(H24.8) p.21

(3)　沈下計算

載荷重による軟弱地盤の沈下にはいくつかの原因が考えられるが，沈下の大部分は圧密沈下と考えられる。現在使われている計算方法にしたがって沈下を計算した場合，全沈下量については，ほぼ満足すべき精度で推定することができるが，沈下速度については実測値とかなり大きな差を見せる場合が多い。

１）圧密沈下量

圧密沈下量Ｓを計算から推定する場合には，圧密試験で図３－１－３のような荷重Ｐと間げき比ｅの関係（e-log p 曲線）を求めて，これを用い次式によって計算する。計算は３通りの方法が用いられており，場合によって使い分ける。

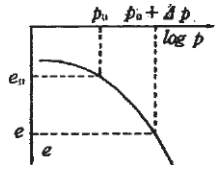


図３－１－３（e-logp 曲線）

$$S=\frac{e_0-e}{1+e_0}H_0 \qquad (1)$$

$$S=H_0\frac{C_c}{1+e_0}\log_{10}\frac{p_c+\Delta p}{p_0} \qquad (2)$$

$$S=m_v\Delta p\cdot H_0 \qquad (3)$$

ここに，e_o：e-log p 曲線上で土かぶり圧 p_o に対応する間げき比

e：e-log p 曲線上で載荷重を加えた後の鉛直圧 $p=p_o+\Delta p$ に対応する間げき比

H_o：圧密される層の厚さ

m_v：体積圧縮係数

Δp：載荷重によって基礎地盤の土に生じる鉛直方向の増加圧力

C_c ：圧縮指数（e-log p 曲線より求める）

沈下の計算には上記の３式があるが(2)式は正規圧密粘土用に用いる。(3)式は m_v の値が荷重によって大きく変化するので妥当な値の選定が難しいという欠点がある。(1)式は計算が簡単で，結果も確からしい値を与えると，考えられ，一般に用いられている。

(1)式を用いた計算の手順を簡単に述べる。

①　土層の区分

複雑な地盤を同質とみなせるいくつかの代表的な層に区分する。

②　土かぶり荷重 p_o ならびに盛土による鉛直圧の増分 Δp を計算する。

有効応力が問題となるから，地下水以下の土の単位体積重量は土の水中単位体積重量を用いる。また Δp を求めるためには，盛土荷重などに関しては各種の計算図表が発表されているので使用すると便利である。

③　初期間げき比 e_o, 加えられた荷重による圧密終了後の間げき比 e を求める。

圧密試験結果の e-log P 曲線（図３－１－３）によって p_o に対する e_o, $p_o+\Delta P$ に対する e をそれぞれ読みとる。

④　沈下量の計算

①で区分した各層ごとの沈下量を計算して加え合わせる。なお，必要な場合は盛土によって生じる即時的な沈下量を別に求めて加算する。即時的な沈下量も求め方にはいろいろな考え方がある。

２）沈下速度

圧密沈下の時間経過を求めるためには，盛土荷重によって生じる鉛直応力に等しい初期間げき水圧が地盤内に発生するものとし，以後排水が鉛直方向にのみ行われるとする１次元圧密解析の方法が慣用されている。圧密に要する時間 t は次式で計算される。

$$t=\frac{TH^2}{c_v}$$

ここに，t：任意の圧密度 U に達するのに要する時間。

ただし，圧密度とは

$$U=\frac{\text{ある時間における沈下量}}{\text{全沈下量}}\times 100(\%)$$

なお，U と T の関係は図３－１－４に示す。

H：圧密される層の排水距離，圧密の厚さがHo で下部に砂層があって両面に排水される条件であれば，H＝Ho/2 となる。

c_v：圧密係数で圧密試験によって求める。

地盤が c_v の異なるいくつかの層から成り立っている場合には，ある任意の層の c_v を基準にとり，他の層をその層に換算して，単一層として沈下速度を計算する方法が普通取られている。

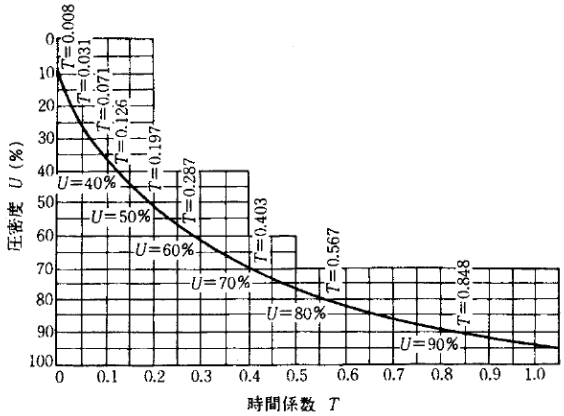


図３－１－４　ＵとＴの関係

(4)　安定計算

軟弱地盤上に荷重を加えると支持力不足によって破壊を起こす恐れがある。すべりの形は円形に近いことが多く，円弧すべりを仮定して，安定計算を行い，すべり破壊の検討を行なう。この検討の方法には全応力法と有効応力法とがあり，現場に合致すると思われる方法を選んで適用する。安全率は最小 1.2～1.25 以上あることが望ましい。ただし，盛土などの工事中はこの値よりいくらか低い値でも止むをえないものとしている。

１）全応力法

安定計算は図３－１－５に示すようにすべり面より上方にある土塊の部分を鉛直な側面を持つ細片に分割し，次式によって安全率 Fs を計算する。

$$F_s = \frac{\Sigma \{cl + (W - u_0 b)\cos\alpha \tan\phi\}}{\Sigma (W \sin\alpha)}$$

道路土工
軟弱地盤
対策工指針
(H24.8) p. 149

ここに　　c：細片部のすべり面に沿う土の圧密を考慮しない非排水粘着力（kN /㎡)および非排水せん断抵抗角(°)。
なお，飽和粘土では，$\phi = 0$ として計算してもよい。

c：土の粘着力(kN/m2)

ϕ：土のせん断抵抗角(°)

l：細片部のすべり面の長さ(m)

W：細片の土の全重量、載荷重を含む（kN/m)

u_0：静水位時における間隙水圧(kN/m2)

b：細片の幅(m)

α：細片部のすべり面平均傾斜角(°)

危険と思われる仮定すべり面のすべてについてそれぞれ安全率を求め，その中の最小安全率をとって，盛土のすべり破壊に対する安全率とする。

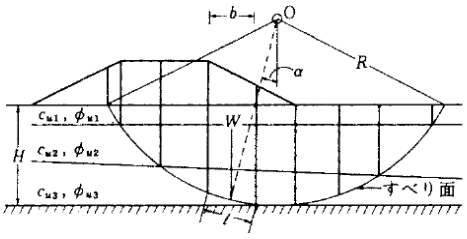


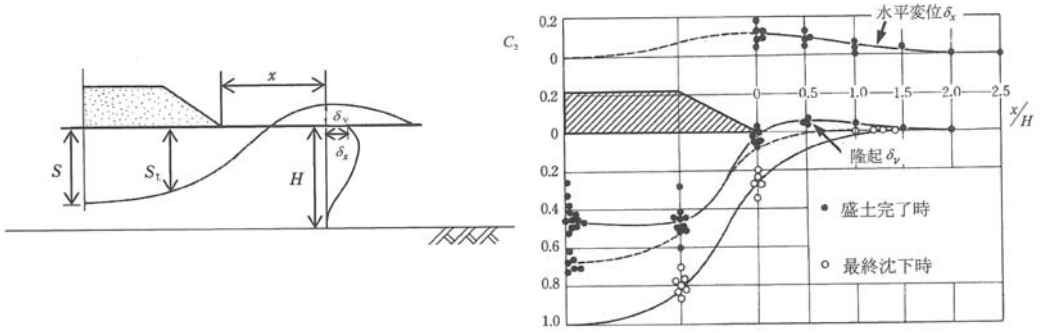
図３－１－５　分割法による安定計算

(5)　側方変形

側方変形は，土層構成，軟弱地盤層厚，盛土形状の規模及び施工方法等の多くの要因に関連している。側方変形を検討する場合は，実施工における動態観測結果から地盤の側方変形量を求める経験的な方法等を参考に定める。

なお，計画盛土に重要構造物などが近接する場合は経験的な手法だけでなく，有限要素解析，試験盛土などを実施し，当該構造物の安定性を確保することが重要である。

盛土と沈下形状と側方への影響についての例として，図３－１－６は一般国道改良工事等で実際に観測された盛土の沈下形状や側方地盤の隆起，移動，変位の及ぶ距離を整理したものである。



道路土工
軟弱地盤
対策工指針
(H24.8) p.153

図３－１－６　盛土の沈下形状と側方へ影響

沈下量 $S_t = C_1 \cdot S$

側方地盤隆起量：$\delta_v = C_1 \cdot S$

側方地盤水平移動量：$\delta_x = C_2 \cdot S$

ここに　S：盛土中央における最終全沈下量(m)

H：軟弱地盤厚(m)

x：盛土からの水平距離(m)

ただし，図は敷幅 30～60m，立ち上がり期間 50～200 日で施工された道路盛土の例である。

１－５　対策工法

軟弱地盤上に盛土した場合，すべり破壊を起す恐れがあるが，施工後大きな沈下や不等沈下が起る場合これらの障害を取り除くために対策工が必要となる。

現在使われている軟弱地盤対策工の対策原理と効果を表示すると表３－１－４のようである。

表３－１－４　軟弱地盤対策工の対策原理と効果

原理	代表的な対策工法		効果																
			沈下		安定			変形		液状化									
			圧密沈下の促進による供用後の沈下量の低減	全沈下量の低減	圧密による強度増加	すべり抵抗の増加	すべり滑動力の軽減	応力の遮断	応力の軽減	液状化の発生を防止する対策								液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策	トラフィカビリティ確保
										砂地盤の性質改良				有効応力の増大	過剰間隙水圧の消散	せん断変形の抑制			
										密度増大	固結	粒度の改良	飽和度の低下						
圧密・排水	表層排水工法																		○
	サンドマット工法		○																○
	緩速載荷工法				○														
	盛土載荷重工法		○		○														
	バーチカルドレーン工法	サンドドレーン工法	○		○														
		プレファブリケイティッドバーチカルドレーン工法	○		○														
	真空圧密工法		○		○														
	地下水位低下工法		○		○								○	○					
締固め	振動締固め工法	サンドコンパクションパイル工法	○	○	○	○			○	○									
		振動棒工法		○*						○									
		バイブロフローテーション工法		○*						○									
		バイブロタンパー工法		○*						○									
		重錘落下締固め工法		○*						○									
	静的締固め工法	静的締固め砂杭工法	○	○	○	○			○	○									
		静的圧入締固め工法								○									
固結	表層混合処理工法			○		○		○			○								○
	深層混合処理工法	深層混合処理工法（機械撹拌工法）		○		○		○	○		○						○	○	
		高圧噴射撹拌工法		○		○		○	○		○						○	○	
	石灰パイル工法			○		○				○	○								
	薬液注入工法			○		○					○								
	凍結工法					○													
掘削置換	掘削置換工法			○		○		○				○							
間隙水圧消散	間隙水圧消散工法															○			
荷重軽減	軽量盛土工法	発泡スチロールブロック工法		○			○		○										
		気泡混合軽量土工法		○			○		○										
		発泡ビーズ混合軽量土工法		○			○		○										
	カルバート工法			○			○		○										
盛土の補強	盛土補強工法					○												○	
構造物による対策	押え盛土工法					○												○	
	地中連続壁工法																○		
	矢板工法					○		○								○**		○	
	杭工法			○		○			○									○	
補強材の敷設	補強材の敷設工法					○													○

*）砂地盤について有効
**）排水機能付きの場合

道路土工
軟弱地盤
対策工指針
（H24.8）p.191

１－６　留意事項

軟弱地盤は，不均質な土質と層構成をしている。基盤の傾斜，載荷に伴う土質変化や施工条件による影響などが考えられるため，下記について留意するのが好ましい。

①施工にあたっては，動態観測を考慮する。設計時の予測挙動と実際の挙動との適合性を随時確認しながら必要に応じて設計・施工に反映させる。

動態観測のために設置する計器は表３－１－５に示すとおりであるが，一般工事ではこの中の地表面の沈下計，地表面変位ぐいおよび地表面伸縮計がよく利用されている。

表３－１－５　各種動態観測用の計器

計測項目	使用計器	測定項目	目　　的	備　考
沈下	地表面型沈下計	軟弱地盤表面の全沈下量	盛土量の検測や安定管理(盛土速度のコントロール)，沈下管理(将来沈下予測による残留沈下量の推定)に測定結果を使用する。	施工に際して必ず実施する。
	層別沈下計	土層別の沈下量	軟弱層が厚く土層構成が複雑で,沈下速度の遅い層の圧密度や残留沈下が問題となる箇所に設置し,各層の計算沈下量の検証に使用する。また,改良柱体間の粘土の沈下挙動を把握する。	残留沈下が問題となる箇所では設置が望ましい。施工後の追跡調査にも活用できる。
変位	地表面変位杭	盛土周辺地盤面の水平変位量及び鉛直変位量	盛土周辺地盤の変状の有無を把握して安定管理に用いる。	平地部等の低盛土で隣設地への影響が問題とならない場合を除いて，必ず実施する。
	地表面伸縮計(自記式地すべり計)	盛土周辺地盤面の水平変位量	盛土周辺地盤の変状の量を自動で計測して安定管理に用いる。	地表面変位杭と代替，もしくは併用して用いられる。
	挿入型傾斜計	盛土周辺地盤の地中水平変位量	安定管理に用いる。盛土の進行に伴う土層別の水平変位量を把握する。	地表面変位杭と代替，もしくは併用して用いられる。
間隙水圧	間隙水圧計	土層別の間隙水圧	粘土の圧密による強度増加は,圧密度で評価される。沈下量と間隙水圧では間隙水圧の方が遅れる傾向にあり,沈下量と合わせて総合的に圧密度を把握する。	試験施工等，確実な圧密の進行を把握する必要のある場合に実施する。

②大規模な軟弱地盤で，対策工の選択によっては，工費等に影響があると予測される場合には，試験盛土を検討・実施する。

第２節　各　論

２－１　深層混合処理工法

深層混合処理工法は，工期が限られているため，緩速載荷工法等による必要な強度の増加や載荷重工法による沈下量が得られる見込みがない場合や近接する構造物に対し，盛土等による側方変位が重大な影響を与えると考えられる場合などの適用が考えられるが，採用にあたっては，工期，経済性，施工性等を十分検討すること。

道路土工軟弱地盤対策工指針（改訂された場合は改訂版に準拠），陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル等に準拠して設計する。

深層混合処理工法設計・施工マニュアル（平成 16 年 3 月）

(1)　概　説

深層混合処理工法は，図３－２－１に示すように，機械攪拌式と高圧噴射式がある。機械攪拌式にはスラリー状の改良材と現地盤の軟弱土を攪拌混合して改良体を造成するスラリー系と粉体系の改良材を現地盤の軟弱土と直接攪拌して改良体を造成する粉体系がある。一方高圧噴射式は高圧の空気，水およびグラウト材で改良範囲の現地盤を粉砕し，切削部分にセメント系改良材を充填あるいは改良材と切削土の一部を混合する方法である。

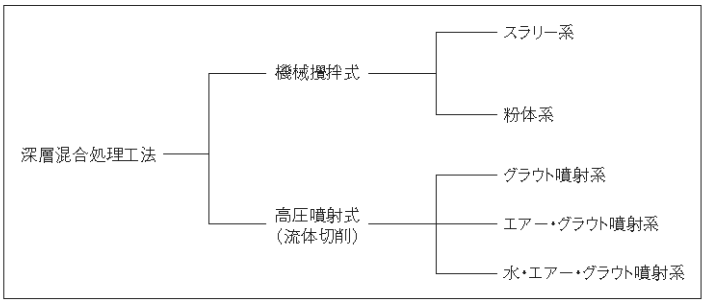


図３－２－１　深層混合処理工法の分類

(2)　材　料

１）改良材

改良材は，セメント（普通ポルトランドセメント，高炉セメントＢ種），セメント系固化材，石灰から，強度発現，経済性，入手しやすさ等を考慮し，現場土の配合試験を実施して決定するものとする。

(3)　調　査

１）室内配合試験

室内配合試験は，設計段階で実施し，土質別の添加量等の性状を確認しておく。なお，工事段階でも確認のため室内配合試験は実施する。

室内配合試験での試料作製は，地盤工学会基準「JGS0821-2000：安定処理土の締固めをしない供試体作製方法」に準拠して行う。なお，試験試料は改良範囲内の地盤を代表する各土層より採取する。代表土層の設定は，粘性土，砂質土，高有機土等の土質区分により行う。

①試験手順

試験手順を図３－２－２に示す。

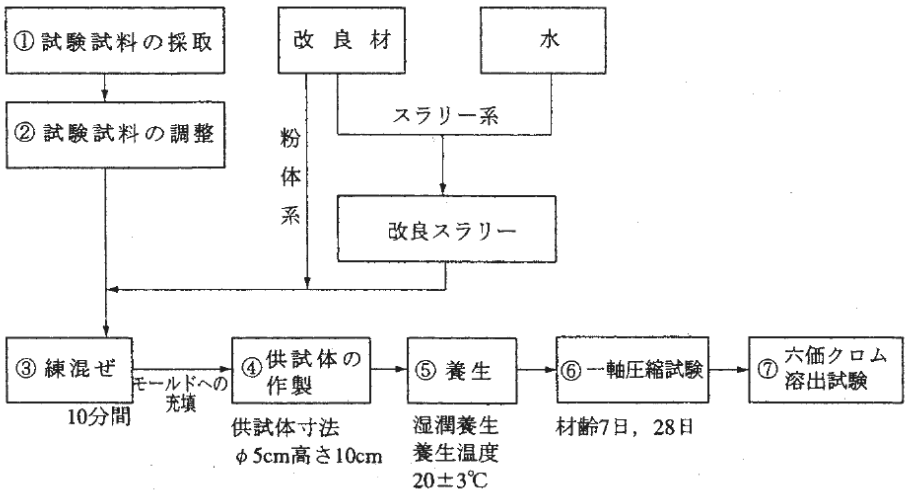


図３－２－２　配合試験の手順

②改良材の添加量

セメント系では，粘性土の場合で 80 kg/㎥～200 kg/㎥程度，砂質土で 80 kg/㎥～300 kg/㎥程度，有機物含有量の多い特殊土等では 200 kg/㎥～500 kg/㎥程度が多い。工法の特性や過去の試験結果も参考とする。

③改良材添加量の決定

図３－２－３のフローより決定する。

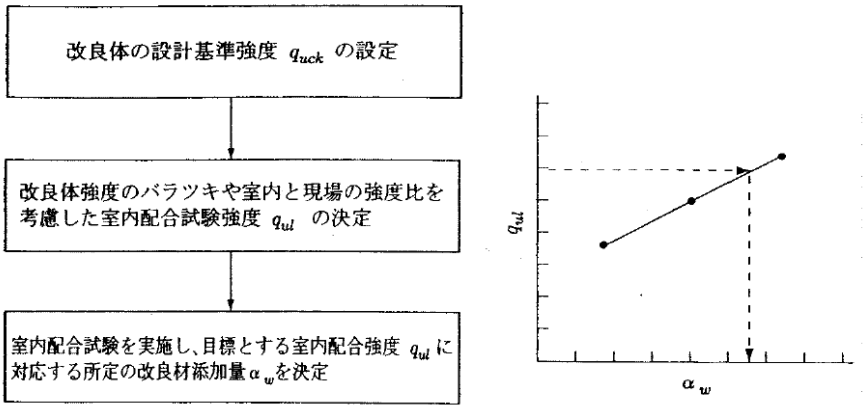


図３－２－３　改良材の添加量決定フロー

④六価クロム溶出試験

セメント及びセメント系固化材の地盤改良への使用及び改良土の再利用に関する当面の措置について（平成 12 年３月 24 日付建設省技調発第 48 号）等関係通達により実施のこと。

(4)　設　計

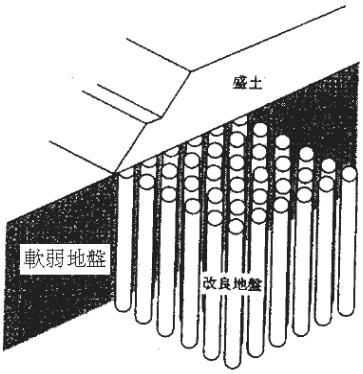
１）改良様式の選定

改良様式は，配置方法（杭式，ブロック式）及び改良地盤の支持方式（良質な地盤への着底の有無）に分類され，安定性，経済性，施工性等を把握し，構造物の規模，重要度を考慮して決定するものとする。

①改良形式

ア）杭式改良

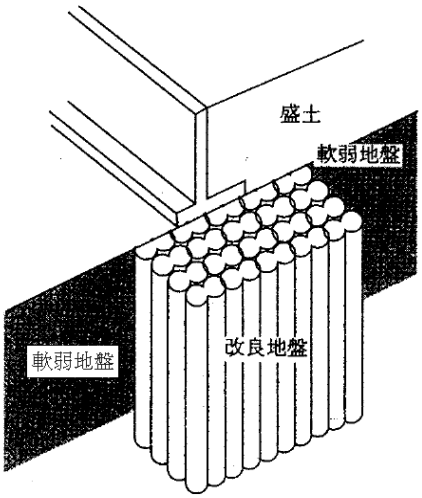
杭式改良は改良体をある間隔をおいて矩形または千鳥状に複数打設して改良地盤を形成する改良形式である。



深層混合処理工法設計・施工マニュアル（平成 16 年 3 月）

イ）ブロック式改良

ブロック式改良は，所定の改良範囲，深度まで改良体をオーバーラップさせることにより一体化を図り，構造物下の地盤を全面改良してブロック状に個結する改良形式である。

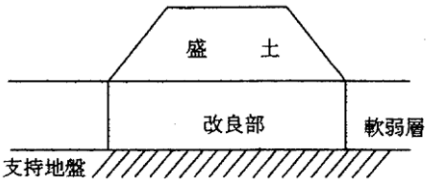


深層混合処理工法設計・施工マニュアル（平成 16 年 3 月）

②改良形式

ア）着底型

改良地盤下端を良質地盤に着底させる方式である。

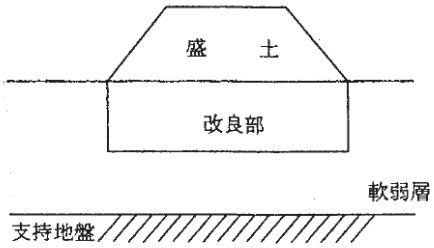


深層混合処理工法設計・施工マニュアル（平成 16 年 3 月）

イ）浮き型

改良地盤を良質地盤に着底させず，軟弱地盤の途中にとどめる方式である。

深層混合処理工法設計・施工マニュアル（平成 16 年 3 月）



2）改良仕様の設定

①材令

設計に用いる材令は 28 日強度を標準とする。

②設計基準強度

設計基準強度は，深層混合処理工法全体では，100～600kN／㎡の実績が多い。改良地盤の平均せん断強さは，ほぼ改良体のせん断強さと改良率の積で表されるため，平均せん断強さを等しくする場合，改良体の強度を大きくとれば小さな改良率でよい。よって，安定対策の場合，設計基準強度を高くとるほど，改良率が減る。設計基準強度は，過去の実績，改良目的，土質状況，改良率等を踏まえ設定するものとする。

設計基準強度は，上載荷重が改良体に集中したと仮定して，最低値として下記計算を目安にすればよい。（図３－２－５）

深層混合処理工法設計・施工マニュアル（平成 16 年 3 月）

q_{uck}＝Fs・W/ap

q_{uck}：設計基準強度

a_p：改良率

W：上載荷重＝$r_E \times H_E$

Fs：安全率(1.0～1.2)

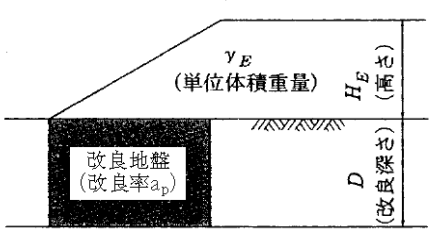


図３－２－５　改良強度と盛土高さ

③設計基準強度と室内配合強度

$q_{uck}=\gamma \cdot q_{uf}=\gamma \cdot \lambda \cdot q_{ul}$

q_{uck}：設計基準強度

q_{ul} ：室内配合試験における改良土の一軸圧縮強さの平均値

q_{uf} ：原位置改良土の一軸圧縮強さの平均値

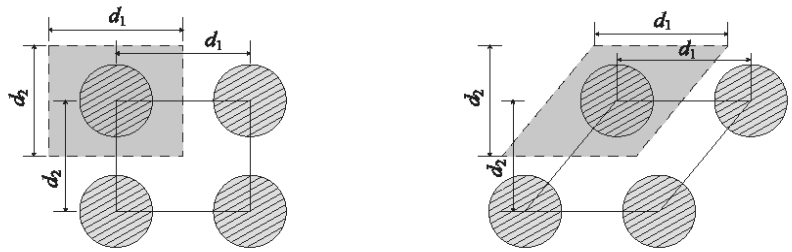
γ ：現場強度係数

λ ：現場強度 q_{uf} の平均値と室内配合強度 q_{ul} の平均値の比

$\gamma \cdot \lambda = 1/3$ を標準とする。なお，γ，λ の値を別途隣接の現場等から推定してもよい。

④改良率

改良率 a_p は，改良対象面積に占める改良体の割合で表す（図３－２－６）。すべり破壊を目的とする場合は，改良体間の粘度等のすりぬけ防止より，改良率は 50%程度以上を目安とする。沈下対策では，実績，破壊形態，安定性等を十分に検討し採用するものとする。



矩形配置　　千鳥配置

図３－２－６　改良体の配置

a_P：$(A_P/d_1 \cdot d_2) \times 100$

a_P：改良率(%)

A_P：改良体１本の改良面積

$d_1 \cdot d_2$：改良体の配置間隔

⑤改良幅

改良幅(B)は改良長(D)に対して B/D＝0.5～1.0 以上を目安とし，曲げ変形や滑動が起こらないように，これより小さくならないように設定する。

第４章　基　　礎　　工

目　　次

第４章　基 礎 工 …… １－４－ 1

第１節　道路橋基礎 …… １－４－ 1
１－１　設計一般 …… １－４－ 1
１－２　直接基礎 …… １－４－10
１－３　杭基礎 …… １－４－12
１－４　深礎基礎 …… １－４－28
１－５　耐震設計 …… １－４－32

第２節　擁壁基礎 …… １－４－40
第３節　カルバート基礎 …… １－４－40

第４章　基礎工

第１節　道路橋基礎

１－１　設計一般

(1)　基礎の分類

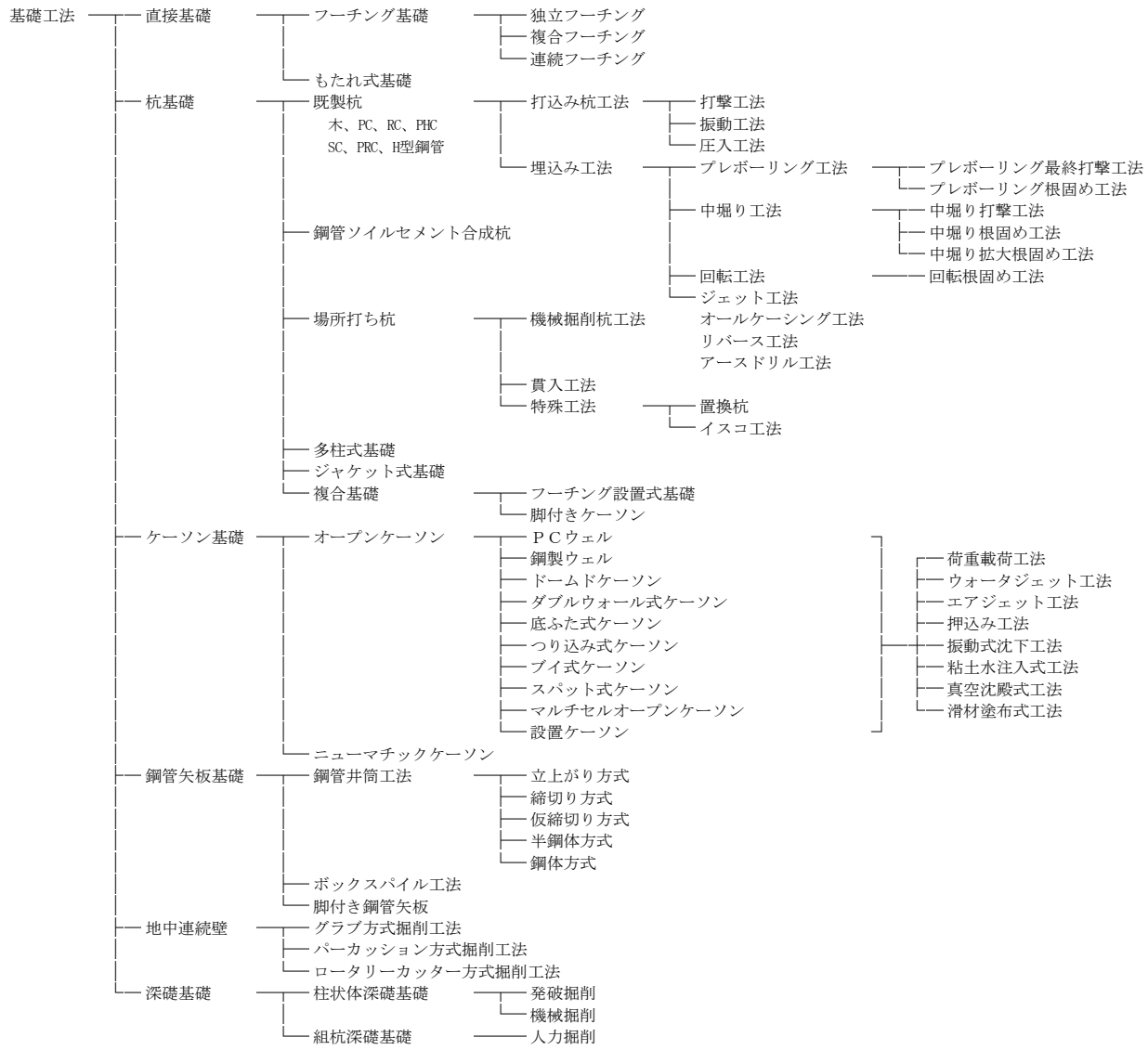


図４－１－１　施行工から分類した基礎工法
（基礎工の設計実技(上)より引用）一部加筆

(2)　基礎形式の選定

①基礎形式は次の事項を考慮して、必要に応じて補完性又は代替性が確保されるものを選定するものとする。

１）地形および地質条件

架橋付近の地形，水の状態，地質調査，地下水調査結果等から下部構造の設置可能な位置が選定され，橋台や橋脚の形式も大略決定できる。基礎形式は支持地盤の選定や地表面付近地盤の水平支持力の状態などにより判断する。大規模な橋梁基礎では地盤応力の影響範囲が大きいため，支持層以下の地層の調査も必要となる場合がある。

道示Ⅳ　P275

２）施工条件

施工条件は，主として工事地域の地表付近の地形・地質や，作業上の制約条件，進入路・作業空間の制約などをいう。作業上の制約条件で最も重要なものは施工場所の地形である。特に山岳地での施工，河川，海洋等の水中での施工では基礎形式の選定の良否は，工期・工費に大きな影響を与える。

３）環境条件

環境条件も，やはり施工に関する条件の一種である。環境条件が十分に反映されない橋梁計画で，途中変更を余儀なくされた事例は多い。環境条件は作業による騒音・振動の影響の把握，地下埋設物，周辺構造物の調査などにより，基礎の選定，橋台・橋脚の位置決定に大きく影響を与える。

４）その他

まず考慮しなければならないのは工費と工期である。工期を短期間で完成できるということは，工費にも関係することが多い。種々の条件を十分に調査・検討し，それぞれの条件に適合した基礎形式を選定，比較検討を行い最も経済的でかつ工期の短いものを選ぶ必要がある。

②１基の下部構造には異種の基礎形式を併用しないことを原則とする。

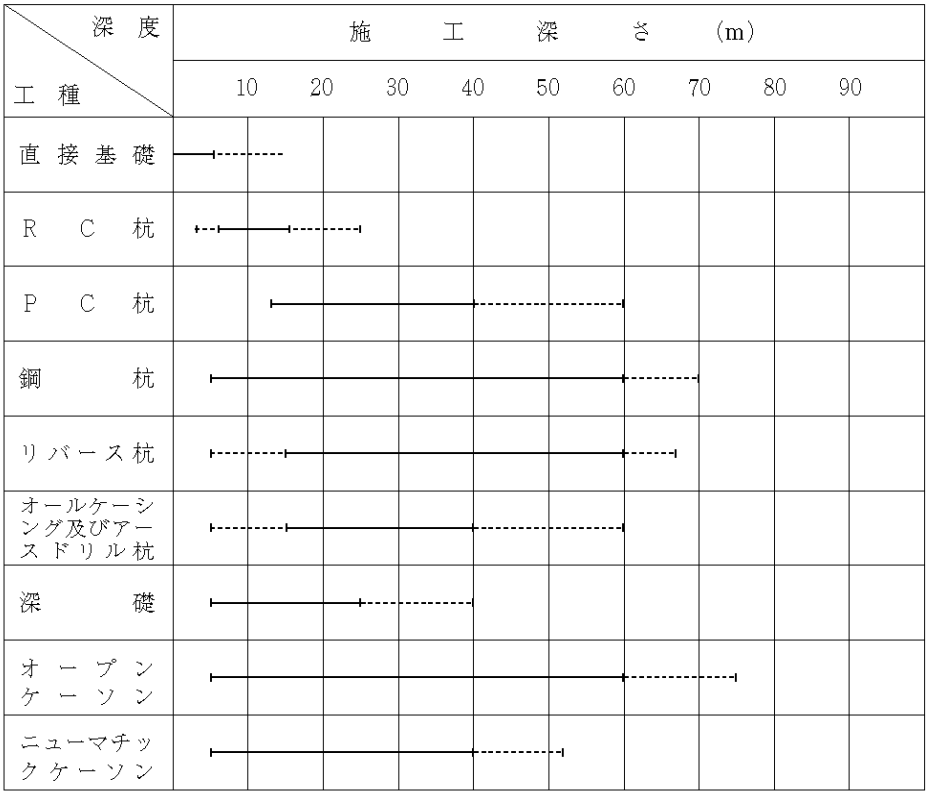
③１つの上部構造を支える下部構造間で異なる基礎形式を選定する場においては橋に有害な影響を与えないように設計すること。

基礎形式は大別して直接基礎，ケーソン基礎，杭基礎，鋼管矢板基礎および地中連続壁基礎及び深礎杭基礎に分けられる。ゆえに基礎形式の選定にあたっては，地形，地質等の事前調査結果（第３編第５章２－１参照）をもとに，まず上記６形式を，さらに各条件を詳細に検討のうえ細部形式を選定する。

基礎形式の選定表

基礎形式の選定に際し，施工深度（支持層の深さ）は重要な要素である。まず表４－１－１で基礎形式の見当を付け，道路橋示方書に示されている基礎形式選定表（表４－１－２）などにより，詳細な比較形式を選定するとよい。

表４－１－１　基礎形式の選定



（注）上表中 —— 施工実績が多い
----- 施工実績がある

表４－１－２　基礎形式選定表

適用条件＼基礎形式			直接基礎	杭基礎														深礎基礎		ケーソン基礎		鋼管矢板基礎（打込み工法）	地中連続壁基礎
				打込み杭工法			中掘り杭工法						鋼管ソイルセメント杭工法	プレボーリング杭工法	場所打ち杭工法			回転杭工法	組杭深礎	柱状体深礎	ニューマチック	オープン		
				PHC杭・SC杭	鋼管杭		PHC杭・SC杭			鋼管杭					オールケーシング工法	リバース工法	アースドリル工法							
					打撃工法	バイブロハンマ工法	最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式	最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式												
地盤条件	支持層までの状態	表層近傍又は中間層にごく軟弱層がある	／	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	×	×	○	△	○	○
		中間層にごく硬い層がある	／	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	×	○	○	○	○	△	△	○
		中間層にれきがある　れき径　50mm以下	／	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		中間層にれきがある　れき径　50～100mm	／	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	×	㋐	○	○	○	○	○	△	△
		中間層にれきがある　れき径　100～500mm	／	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×	○	○	○	△	×	△
		液状化する地盤がある	／	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	／	／	○	○	○	○
	支持層の状態	深度　5m未満	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	／	×	×	○	×
		深度　5～15m	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	△	△
		深度　15～25m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		深度　25～40m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	△	○	○	○	○
		深度　40～60m	×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	○	○	△	○	×	○	×	×	△	○	○	○
		深度　60m以上	×	×	△	△	×	×	×	×	×	×	△	△	×	△	×	○	×	×	×	△	△	△
		土質　砂・砂れき（$30 \leqq N$）	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		土質　粘性土（$20 \leqq N$）	○	○	○	○	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△	○	○	△	△	○	○
		土質　軟岩・土丹	○	×	○	△	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○
		土質　硬岩	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	△	△	×	○	○	△	×	×	△
		傾斜が大きい，層面の凹凸が激しい等，支持層の位置が同一深度では無い可能性が高い	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○	○	○	△	×	○	○
	地下水の状態	地下水位が地表面近い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	○	△	△	○	○	○	△
		湧水量が極めて多い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	○	×	×	○	○	○	△
		地表より2m以上の被圧地下水	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	△	△	○	×
		地下水流速3m/min以上	×	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	○	△	○	×
支持形式		支持杭	／	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	／	／	／	／	／	／
		摩擦杭	／	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	○	○	○	×	／	／	／	／	／	／
施工条件	水上施工	水深5m未満	△	○	○	○	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	○	／	／	△	△	○	×
	水上施工	水深5m以上	×	△	○	○	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	○	／	／	△	△	○	×
		作業空間が狭い	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	△	△	×	△
		斜杭の施工	／	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	／	／	／	／	／
		有害ガスの影響	／	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	○	○	○
	周辺環境	振動騒音対策	○	×	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○
	周辺環境	隣接構造物に対する影響	○	×	△	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	○

○：適用性が高い　△：適用性がある　×：適用性が低い

(3)　設計の基本

道示Ⅳ　P269

1）設計の基本

基礎構造物の設計は，安定計算と部材設計に大別される。安定計算は基礎に外力が作用した場合に，上部構造および基礎構造に有害な変位を生じないことや基礎を支持している地盤が十分な耐力を有しているかを照査する。

2）基礎の安定計算

基礎の安定計算は，抵抗機構を十分考慮した計算モデルおよび照査項目を設定しなければならない。常時，レベル１地震時，暴風時の各基礎形式の安定性の照査に関する基本及び照査項目を表４－１－３，表４－１－４に示す。このとき荷重の組合わせに地震の影響を考慮する場合には地震時の，風荷重を考慮する場合は暴風時の荷重状態を考え安定計算を行うものとする。

暴風時はレベル１地震時相当の異常時と考えられるため，暴風時の各許容値の算定に用いる安全率はレベル１地震時で規定する値を準用する。

ただし，各地盤反力係数や設計上の地盤面の考え方など設計モデルに関するものについては地震時の挙動とは異なるため基礎変位や地盤反力度は常時の安定計算モデルを用いて算出するものとする。

3）基礎の設計法の区分

『道路橋示方書Ⅳ』「10 章から 15 章」に示している設計手法は，各基礎形式の施工法，基礎の支持条件，荷重分担および基礎の剛性を考慮した設計計算モデルによっている。

設計法の区分は主に構造形式及び施工法による基礎形式の区分によるものとし，基礎と地盤との相対的な剛性を評価する $\beta 1$ については，設計法の実用的な適用範囲を示す目安値として示している。（表４－１－４，表４－１－５）。したがって $\beta 1$ が適用範囲の目安値からはずれるものについては，他の基礎形式選定の検討を行うか，別途に設計計算モデルを設定して検討を行う必要がある。

表４－１－３　常時，暴風時及びレベル１地震時における各基礎の安定照査項目

道示Ⅳ　P270

照査項目 ＼ 基礎形式	支持力		転　倒	滑　動	水平変位
	鉛　直	水　平			
直接基礎	○	(○)	○	○	－
ケーソン基礎	○	－	－	○	○
杭基礎	○	－	－	－	○
鋼管矢板基礎	○	－	－	－	○
地中連続壁基礎	○	－	－	○	○
深礎基礎	○	－	－	○	○

（ ）は根入れ部分で荷重を分担する場合

表４－１－４　各基礎の安定照査の基本と設計法の適用範囲

道示Ⅳ　P271

基礎形式	照査内容						基礎の剛性評価	設計法の適用範囲を示すβL_eの目安
	転倒		鉛直支持		水平支持，滑動，水平変位			
	照査項目	照査面	照査項目	照査面	照査項目			
直接基礎	荷重合力の作用位置	底面	支持力	底面 [前面]	せん断抵抗力 [受働抵抗力]		剛体	1 2 3 4
ケーソン基礎	－	底面	支持力度	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位		弾性体	
鋼管矢板基礎	－	底面	支持力	設計上の地盤面	水平変位		弾性体	
地中連続壁基礎	－	底面	支持力度	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位		弾性体	
深礎基礎	－	底面	支持力度	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位		弾性体	
杭基礎 有限長杭	－	杭頭	支持力	設計上の地盤面又は杭頭	水平変位		弾性体	
杭基礎 半無限長杭								

[ ]：前面地盤の水平抵抗を期待する場合についてのみ照査を行う。

L_e　：基礎の有効根入れ深さ（m）

β　：基礎の特性値（m^{-1}），$\beta=\sqrt[4]{\dfrac{k_H D}{4EI}}$

EI　：基礎の曲げ剛性（$kN\cdot m^2$）

D　：基礎の幅又は直径（m）

k_H　：基礎の水平方向地盤反力係数（kN/m^3）（βL_eの判定には常時のk_Hを用いる。）

表４－１－５　直接基礎とケーソン基礎の区別

道示Ⅳ　P274

基礎形式 ＼ L_e/B	0	$\frac{1}{2}$	1
直接基礎	←		
ケーソン基礎		→	

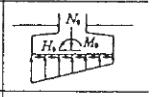
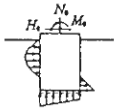
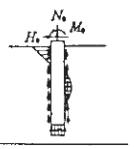
ここに，L_e：基礎の有効根入れ深さ（m）

B：基礎短辺幅（m）

４）地盤の支持機構

各基礎形式の地盤の支持機構を示すと表４－１－６のようである。安定計算の基本は「力の釣合い関係」と「荷重と変位の適合条件」である。これらの概要を把握しておけば，計算の流れと結果の妥当性程度は判断できる。

表４－１－６　各基礎形式の地盤の支持機構

基礎形式 ＼ 作用力	鉛直力（N_0）	水平力（H_0）	曲げモーメント（M_0）	支持機構図
直接基礎	底面反力	底面せん断抵抗 （前面反力）	底面反力	
ケーソン基礎	底面反力 （側面抵抗）	前面反力 底面せん断抵抗	前面反力 底面反力	
杭基礎	先端地盤抵抗 周面摩擦抵抗	前面反力	先端地盤抵抗 周面摩擦抵抗	

５）地震時保有水平耐力法による設計

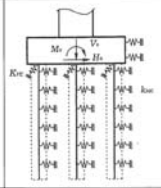
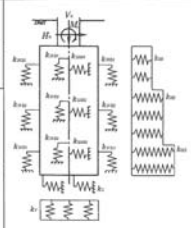
橋脚基礎はレベル２地震時に対し，地震時保有水平耐力法による照査を行うことを原則とする。各基礎形式における解析モデル，降伏，許容塑性率，許容変位等は表４－１－７のように整理される。 道示Ⅳ　P269

橋台基礎は，レベル２地震時に対し，橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある場合は，地震時保有水平耐力法による照査を行うことを原則とする。

直接基礎は一般に地震時保有水平耐力法により設計を行わなくてもよい。ただし，レベル２地震時においては，フーチングにはレベル１地震時よりも大きな断面力が生じると考えられるのでフーチングの安全性は照査する。

表４－１－７　各基礎形式における地震時保有水平耐力法

道示Ⅳ　P273

		解析モデル	降伏及びその目安	許容塑性率	許容変位
基本方針		地盤抵抗及び基礎本体の塑性化，又は，基礎の浮上りを考慮する。	上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始めるとき	橋としての機能の回復が容易に行い得る程度の損傷に留める。	
基礎形式	杭基礎	 ・杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造 ・杭の軸方向及び軸直角方向の抵抗特性はバイリニア型 ・杭体の $M-\phi$ 関係はバイリニア型	・全ての杭で杭体が塑性化する。 ・一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。	橋脚基礎の場合： 一般的な場合は4 斜杭を用いた場合は3 場所打ち杭の軸方向鉄筋にSD390又はSD490を用いた場合は2 橋台基礎の場合： 橋脚基礎の許容塑性率から１減じた値	橋脚基礎において塑性化を考慮する場合には，基礎天端において，回転角 0.02rad 程度を目安としてよい。
	ケーソン基礎	 ・基礎本体の $M-\phi$ 関係は線形（塑性化を考慮する場合はトリリニア型） ・6種類の地盤抵抗要素（バイリニア型）	・基礎本体が塑性化する。 ・基礎前面地盤の60%が塑性化する。 ・基礎底面の60%が浮上る。	橋脚基礎の場合は式（解11.8.3）による。 橋台基礎の場合は3。	
	鋼管矢板基礎		・1/4の鋼管矢板が塑性化する。 ・1/4の鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達する。 ・鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達したものと浮上りを生じたものの合計が60%に達する。	橋脚基礎の場合は4， 橋台基礎の場合は3。	
	地中連続壁基礎		・上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める。	橋脚基礎の場合は式（解11.8.3）による。 橋台基礎の場合は 3。	
	深礎基礎		・上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める。	（基礎が降伏しない範囲に留める。）	

(4)　支持層の選定

良質な支持層とは長期的に安定して存在し基礎を確実に支持できる地層を指す。ここで、長期的に安定して存在するという観点からは、斜面の影響により不安定とならないこと、洗掘の影響を受けないこと、液状化等により地震時に不安定とならないこと及び圧密沈下の影響を受けないことが重要である。この良質な支持層の目安は表４－１－８に示したとおりであり，一般に洪積世以前の古い地盤である。良質な支持層と考えられる地盤でも，層厚が薄い場合やその下に相対的に弱い層あるいは圧密層がある場合には，支持力だけでなく沈下の影響についても検討しなければならない。支持層として必要な層厚は，荷重の規模によっても異なるが，基礎幅に比例して相応な層厚が必要となる。 道示Ⅳ　P277

道示Ⅳ　P278

表４－１－８　良質な支持層の目安

地　　質	強　　度	問　題　点
粘　性　土	①大略N値が20以上 ②一軸圧縮強度quが0.4N/㎟程度以上	①支持力は比較的小さい ②沈下量が大きい
砂層，砂れき層	大略N値が30以上	①N値が実際より大きく出る
岩　　盤	①短柱状コアをハンマで強打すると割れる。ほとんど未風化で,一部劣化している程度 ②岩片状コアをハンマでたたくと容易に割れる。全体にやや風化している程度	①均質な岩盤の場合には大きな支持力が期待できる ②不連続面，スレーキングなどの影響により支持力が大幅に減じることがある

(5)　許容支持力

基礎構造物は上部構造物および下部構造物の反力を地盤に伝達する役目を担っていることから，最終的にこれらの力は地盤によって支持されることになる。

基礎の安定計算では，基礎が地盤に伝達する力（＝地盤に生じる反力度）と，地盤が許容できる支持力度との照査を行っている。つまり，

地盤反力（度）＜地盤の許容支持力（度）

の関係を満たすよう設計され，ケーソン，鋼管矢板基礎，地中連続壁基礎では，単位面積あたりの許容支持力度を，杭基礎においては杭頭での許容支持力について照査する。

許容支持力度は一般に地盤の極限支持力度を安全率で除することにより求まる。その算定にあたっては地盤の状態や施工方法によっても許容支持力が異なることを留意しておく必要がある。

(6)　許容変位量

常時，暴風時及びレベル１地震時における基礎の許容変位量としては上部構造から決まる許容変位と下部構造から決まる許容変位とがある。前者は橋脚天端や支承位置での変位が与えられた場合の値に相当する。後者は基礎が弾性体基礎の場合，過大な基礎の水平変位は有害な残留変位の原因となるため，工学的に弾性挙動として評価できる範囲におさえる意味で規定するものである。

下部構造から決まる許容変位量は，弾性体基礎すべてに共通するもので，示方書ではその許容変位量は基礎幅の１％とし，基礎幅が５ｍを越える大型の弾性体基礎では 50 ㎜を限界としている。杭基礎の許容変位量については１－３(1)を参照のこと。なお，橋台基礎の場合は基礎幅に寄らず，常時において 15 ㎜とする。

(7)　地盤反力係数

基礎の設計を行うために実地盤を線形弾性バネモデルに置き換えて，基礎体を弾性床上の梁，または剛体の問題として取り扱うことにより計算する。つまり，地盤は荷重を受けると変位が生じ，荷重（p）が大きくなると変位（δ）も増加する線形の比例関係にあるとみなす。

$k = p/\delta$　(kN/㎥)

基礎の安定計算をするためにはこの地盤反力係数を適切に評価することが重要となる。ところが，地盤が弾性体でなく，また，深さ方向に密度や圧縮性が変わるため，地盤が明らかな破壊を示さなくても，p～δ関係は非線形を示す。道路橋示方書では，基礎地盤の静的な載荷状態を想定して定義している。(図４－１－２)。

道示Ⅳ　P284

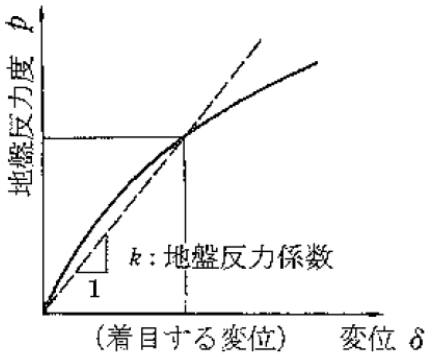


図４－１－２　地盤反力計数

具体的な地盤反力係数の算定については，道路橋示方書Ⅳ９．６．２を参照のこと。

(8)　摩擦杭の適用

道示Ⅳ　P384

摩擦杭は長期の支持力特性に不明な点があるため，支持杭に比較して大きな安全率を適用する。

ただし過圧密地盤に適切に根入れされた場合等であれば，長期沈下の影響は少ない。このため以下の条件を満足する場合には，支持杭と同一の安全率を採用してもよい。

①著しい地盤沈下が現在進行中でないこと及び将来とも予想されないこと。

②杭の根入れ長が杭径の 25 倍（杭径１m以上の杭については 25m）程度以上であること。

③粘性土地盤においては，杭の根入れ長の１/３以上が過圧密地盤に根入れされていること。

杭形式の選定にあたっては摩擦杭の適用を検討するとともに，特に上記条件を満足する場合には比較検討を行うこと。採用にあたっては担当課と相談すること。

１－２　直接基礎

(1)　基礎底面地盤の許容鉛直支持力

地盤の許容鉛直支持力は，地盤の極限支持力および基礎の沈下量を考慮して定めるものとし，この場合，地盤の極限支持力に対して常時３，地震時２の安全率が確保されていなければならない。

一般に，載荷面積が増大すると，同一荷重強度に対する基礎の沈下量は増大する。このため，許容鉛直支持力の決定にあたっては基礎の沈下量を考慮する必要がある。基礎の過大な沈下を避けるため，特に常時における地盤反力度は表４－１－９に示す良質な支持層における最大地盤反力度の上限値程度に抑えるものとする。

表４－１－９　常時における最大地盤反力度の上限値　　道示Ⅳ　P294

地盤の種類	最大地盤反力度（KN/㎡）
砂れき地盤	700
砂地盤	400
粘性土地盤	200

岩盤においては設計の実情を考慮し，母岩の一軸圧縮強度を目安として最大地盤反力度を表４－１－10 に示す上限値程度に抑えるものとする。

表４－１－10　岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の種類		最大地盤反力度(KN/㎡)		目安とする値	
		常時	地震時	一軸圧縮強度（MN/㎡）	孔内水平載荷試験による変形係数（MN/㎡）
硬岩	亀裂が少ない	2500	3750	10 以上	500 以上
	亀裂が多い	1000	1500		500 未満
軟岩・土丹		600	900	1 以上	

(2)　斜面上の直接基礎

斜面上の直接基礎には，下図の［A］段差なし基盤，［B］段切り基礎（段差基礎及び置き換え基礎）がある。基礎の安定上好ましいのは［A］段差なし基礎であるが，掘削土量が多くなる場合には，［B］段切り基礎を採用することになる。　　１日土研

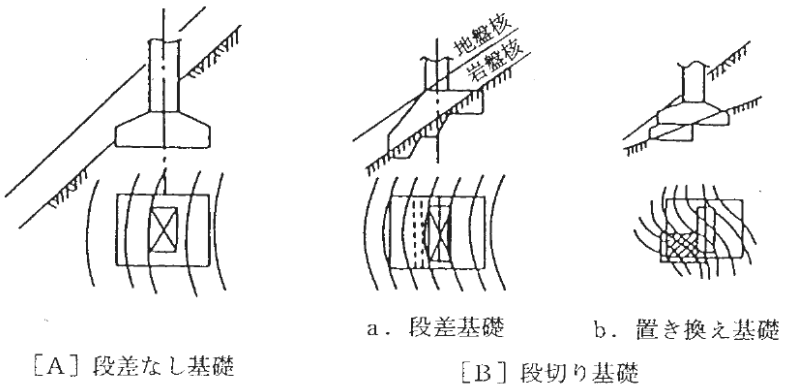


図４－１－３　斜面上の直接基礎の種類

段切り基礎のうち置き換え基礎は，支持地盤となりえない一部の不良地盤を取り除き，貧配合のコンクリートで置き換えることで，基礎と地盤との密着性を高めるとともに支持地盤としての機能を持たせることを目的としたものである。置き換える貧配合コンクリートは支持地盤の変形特性とはかなり異なることが考えられるため，置き換え面積が広かったり，置き換えの全高が厚いと，安定計算で用いた条件と大きく異なってくるので好ましくない。

斜面上の直接基礎の安定性は支持地盤の傾斜に大きく左右されるため，ボーリング等による事前の調査を十分に行い，より正確な支持地盤の傾斜を推定することが重要である。また，山岳地に設置することになるため，切土等施工時の斜面安定を確保することに十分留意する必要がある。

以下,「設計要領:西日本高速道路㈱」における斜面上の直接基礎の考え方を示す。

(1)　斜面上に直接基礎を設ける場合は,地山や永久のり面をいたずらに乱さないように設計上十分留意する。
(2)　段切り基礎の場合は，段差フーチング形式を標準とする。
(3)　段差フーチング及び置換え基礎の段差高さ,段差数及び各段平面部分の幅は，現地の状況や地層の傾斜状況に十分配慮して決定するものとする。

設計要領第二集（H27.7）西日本高速道路㈱

(1) (2)斜面上の直接基礎とは図４－１－３に示すような，基礎地盤が 10° 以上傾斜した箇所に設ける段差なしフーチング基礎と段切り基礎をいうものとする。段切り基礎はフーチング構造上から更に段差フーチング基礎と置換えコンクリート基礎に分類される。斜面上に直接基礎を設ける場合には，掘削土量を極力少なくすることが望ましく，掘削土量が多くなる場合は段切り基礎を設けてもよい。

段切り基礎の中で置換え基礎は,本来,支持地盤たり得ない不良地盤を取除き,貧配合のコンクリートで置換え，支持地盤としての機能を持たせることを主な目的としたものである。したがって，段切り基礎としては，段差フーチング基礎とするのが望ましい。段差フーチングは，一方向のみとするのがよい。

なお，置換え基礎を用いる場合は，全体の安定が損なわないようにすることを原則とする。

上述したように置換え基礎は，不良地盤に替わるコンクリート基礎であることから，置換えコンクリートの強度はなるべく基礎地盤の強度と同程度とするのが望ましい。また,不良地盤の基礎底面に占める割合が大きいと基礎地盤としては,不適であると考えられることから，置換え基礎の範囲を制限したものである。置換え基礎の範囲について一般的には次のように制限している例が多い。

○一方向の場合：１／３（置換え面積と基礎面積の比）以下
○二方向の場合：１／４（置換え面積と基礎面積の比）以下

また,

○段差フーチングの段差高さは，１段につき，3.0m以下とし段数は２段まで（6.0m以下）とするのがよい。
○置換え基礎の全高は，3.0m以下とし段差は１段までとするのがよい。

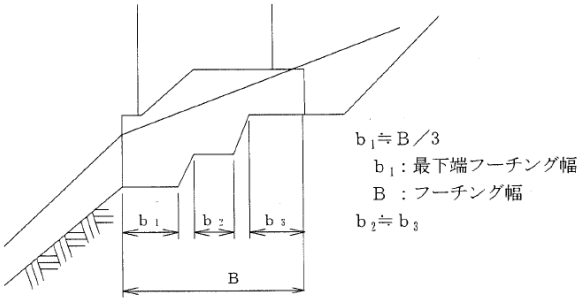
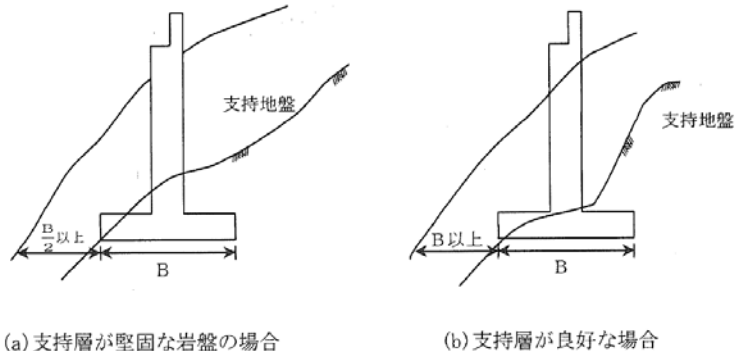


図４－１－４　段差フーチングの寸法決定方法の例

斜面上の基礎の位置の例を図４－１－５に示す。ただし、岩盤以外の良好な支持地盤でも現地の状況を勘案した上で図４－１－５を参考とし、適切な位置に設けるのがよい。



(a)支持層が堅固な岩盤の場合　　(b)支持層が良好な場合

図４－１－５　斜面上の直接基礎位置の例

１－３　杭基礎

(1)　許容変位量　　道示Ⅳ　P270

下部構造から決まる許容変位量は杭径の１％とするが，杭径 1500 ㎜以下の杭については，これまでの実績を考慮して 15 ㎜とする。しかし，橋脚の場合，地盤条件，杭種によっては許容変位以下にしようとすると応力度等に余裕が生じる場合もあるため，比較的軟弱な地盤における鋼管杭は杭径の４％程度，ＰＨＣ杭は杭径の３％程度，ＳＣ杭は杭径の４％程度とする。(採用にあたっては担当課と相談すること)

橋台に杭基礎を用いる場合は，設計地盤面において杭径の大小にかかわらず，常時での水平変位量を 15 ㎜まで抑えるものとする。

(2)　支持層および根入れ　　道示Ⅳ　P276

支持杭は，１－１－(4)に示す良質な支持層に，少なくとも杭径程度根入れをさせなければならない。

支持層の選定はボーリング柱状図の土質図・岩分類の土質性状をよく検討し決定する。また，支持層が岩盤で，Ｎ値 30 以下の層が続き，この層からすぐにＮ値 50 以上の非常に硬い堅岩となるような場合は，担当課と打ち合わせするものとする。

打ち込み杭の場合，設計支持層に達するまでに打ち込み困難となったり，逆に所定の打止め条件に達しない事態が予想される。このような場合，設計条件および施工条件を十分検討して対処しなければならない。

打込み困難な場合は，杭軸方向支持力のみから言えば，いかにも支持条件を満足するようにみえるが，変位量，粘土層の圧密沈下などの条件から杭長が決まっ

ている場合もあるので，ボーリングの追加，設計条件など確認する必要がある。

N 値が５未満の軟弱層では粘着力を N 値によって推定することは困難なため、別途土質試験により粘着力を求め最大周面摩擦力度を推定するのがよい。

(3)　薄層に支持された杭

支持層が薄く，その下に軟層な地層がある場合は，杭基礎設計便覧の参考資料を参考に支持力の低減を行う。

(4)　盛りこぼし橋台

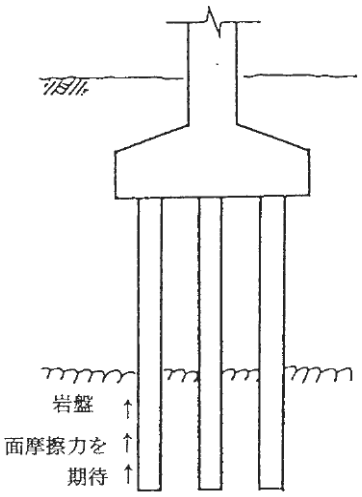
道路計画条件から経済性，施工性等を考慮して，やむを得ず盛りこぼし橋台を採用する場合には，良好な地盤において計画される高盛土の縁端に設けることを原則とする。

なお，設計方法は「西日本高速道路㈱　設計要領」第２集等を参考とする。

(5)　岩盤を支持層とする場所打ち杭の支持力

場所打ち杭の支持力特性は，周面摩擦力に依存する割合が大きく杭頭荷重が杭先端にあまり伝達されないこと，施工時における杭先端地盤の緩みや孔底処理による影響を受けることなどから，道示では杭先端の支持力度を，N値 30 以上の砂れき層および砂層においては 3000KN/㎡，N値 50 以上の良質な砂れき層では 5000KN/㎡，硬質粘性土地盤については一軸圧縮強度の３倍としている。これらの研究実績および施工実績を考慮すると，岩盤を支持層とする場合には，現在のところ確立された支持力評価法はないが，軟岩や土丹を支持層とする場合には一軸圧縮強度（2000～3000KN/㎡程度まで）の３倍程度を極限支持力度の目安としてよい。ただし，岩石試験による一軸圧縮強度は必ずしも岩盤としての力学的特性を示すものではなく，設計に用いる一軸圧縮強度の設定には慎重を期す必要がある。硬岩のように一軸圧縮強度の高い岩盤を支持層とする場合においても，上記の諸問題を考慮し，設計に用いる杭先端支持力の設定には慎重な配慮が必要である。

一方，最近の場所打ち杭の設計において，全周回転掘削工法が用いられる事例が増えてきており，岩盤部への根入れが比較的容易となってきた。ここで，杭一本当たりの支持力を増加させるため，図４－１－６に示すように岩盤部への貫入量を増加させることにより岩盤中の周面摩擦力を考慮する設計法も考えられる。場所打ち杭における杭先端への荷重の伝達率は図４－１－７に示すように通常は低い値となっている。このため，杭の根入れ比が大きい場所打ち杭においては，岩盤中への杭先端の根入れを長くすることが直ちに支持力の増加に結び付くとは断定できない。しかしながら，杭の根入れ長が短くかつ周辺地盤が柔らかいため周面の摩擦抵抗があまり期待できない場合には，岩盤中への根入れによる支持力増加を考慮する方法もあると考える。ここで，岩盤中の杭の周面摩擦力については岩盤の種類のほか杭の施工法によっては十分発現されない場合もあるので，載荷試験等によって確認されたい。



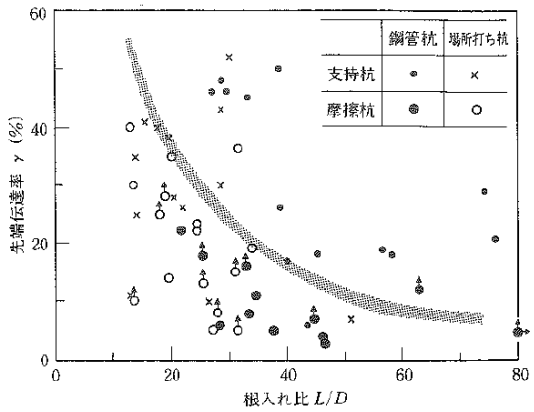


図４－１－６　岩盤部へ貫入する場合　　**図４－１－７　先端伝達率** [2)]

載荷試験を行い先端支持力を大きく設定することにより，全体工事費（試験費を含む）の縮減が図れる場合には，本局担当課に相談すること。

(6)　許容応力度

１）鋼管ぐい（ＪＩＳ　A5525）の許容応力度

表４－１－11

N/㎟

	常　　時	地　震　時
SKK400	140	210
SKK490	185	277.5

２）ＰＨＣ杭及びＳＣ杭のコンクリートの許容応力度　　道示Ⅳ　P160

表４－１－12　PHC 杭及び SC 杭のコンクリートの許容応力度

杭種 / 応力度の種類	PHC 杭	SC 杭
設計基準強度	80	80
曲げ圧縮応力度	27.0	27.0
軸圧縮応力度	23.0	23.0
曲げ引張応力度	0	—
せん断応力度	0.85	0.85

３）地震の影響を考慮するときのＰＨＣ杭のコンクリートの許容曲げ引張応力度

表４－１－13　地震の影響を考慮するときの PHC 杭のコンクリートの許容曲げ引張応力度（N／㎟）

有効プレストレス δ ce	$3.9 \leqq \delta$ ce < 7.8	$7.8 \leqq \delta$ ce
曲げ応力度	3.0	5.0

4）場所打ち杭の許容応力度　　道示Ⅳ　P159

① コンクリート

イ．水中で施工する場合

水中で施工するコンクリート部材のうち場所打ち杭のコンクリートの許容応力度は，表４－１－14 の値とする。ただし，コンクリートの配合は単位セメント量 350 kg/m³以上，水セント比 55%以下，スランプ 180～210 ㎜を原則とする。

表４－１－14　水中で施工する場所打ち杭のコンクリートの許容応力度（N／㎟）

コンクリートの呼び強度		30	36	40
水中コンクリートの設計基準強度（σ_{ck}）		24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	8.0	9.0	10.0
	軸圧縮応力度	6.5	7.5	8.5
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合（τ_{a1}）	0.23	0.24	0.25
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合（τ_{a2}）	1.7	1.8	1.9
付着応力度（異形棒鋼）		1.2	1.3	1.4

表４－１－15　コンクリートの許容圧縮応力度および許容せん断応力度（N／㎟）　　道示Ⅳ　P157

応力度の種類＼コンクリートの設計基準強度（σ_{ck}）		21	24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0
	軸圧縮応力度	5.5	6.5	7.5	8.5
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合（τ_{a1}）	0.22	0.23	0.24	0.25
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合（τ_{a2}）	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度（τ_{a3}）	0.85	0.90	0.95	1.00

※ただし，コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 τ_{a1}は，有効高，軸方向引張主鉄筋比，軸方向圧縮力の影響を考慮して補正を行う。

表４－１－16　コンクリートの許容付着応力度（N／㎟）　　道示Ⅳ　P158

コンクリートの設計基準強度（σ_{ck}）	21	24	27	30
付着応力度（異形棒鋼）	1.4	1.6	1.7	1.8

(7)　杭頭部の許容せん断応力

杭によるフーチングの押し抜きせん断を照査するための許容せん断応力度は，表４－１－15 の値とし，荷重の組合せを考慮した許容応力度の割増しをしてはならない。

(8)　既製杭の搬入長

現場に搬入する杭１本（単杭）の標準長さは 12m以下とするのが良い。

(9)　ＰＨＣ杭

道示Ⅳ　P441

1）寸法と材質

ＰＨＣ杭は，JISA5373（プレキャストコンクリート製品）付属書Ｅの規格に適合するものを標準とする。

2）杭の先端

ＰＨＣ杭の先端は，打込みに対して十分安全であるとともに地盤に適した構造としなければならない。

杭先端部は，閉塞型と開口型に大別される。一般には打込み工法では閉塞型が、中堀り杭工法やプレボーリング杭工法では開口型が使用される。

先端部の構造は，中間層の打抜きはもとより，支持層の傾斜や，土質状態，施工法を考え，必要に応じて補強する必要がある。

3）杭の継手

継手の位置は，一般に継手箇所数，施工性・経済性などを総合的に検討して曲げモーメントのなるべく小さい点を選ぶことが望ましい。更に腐食の影響の大きい所には継手を設けない方が良い。

4）杭頭部とフーチングの結合部

杭頭部とフーチングの結合部は原則として剛結とする。この場合，結合部に生ずる各種応力に対して安全に設計しなければならない。

ＰＨＣ杭の杭頭部を切断する場合には，必要に応じてあらかじめ杭頭部に杭体内補強鉄筋を配置する。

杭頭部切断によるＰＣ鋼材の応力の減少範囲は，ＰＣ鋼材径の 50 倍とする。

杭頭結合方法Ｂによる場合の杭体内補強鉄筋の配置は，鉄筋のかぶり，あき，ＰＣ鋼材の配置および杭頭切断によるＰＣ鋼材の応力の減少範囲による定着長を考慮して検討する。

5）ＰＨＣ杭において地震時に杭体が塑性化するおそれのある範囲には，下式を満たす量のスパイラル鉄筋を中心間隔 10 ㎝以下で配筋するものとする。

$$\rho_s \sigma_y \geqq 2.45$$

ここに，

ρ_s：スパイラル鉄筋の体積比で，中実断面として耐震設計編式（10.4.7）により算出する。

σ_y：鉄筋の降伏点（N/㎟）

(10)　鋼管杭

道示Ⅳ　P447

1）寸法と材質

鋼管杭 JISA5525（鋼管ぐい（SKK400，SKK490））の規格に適合するものを標準とする。

鋼管杭の各部の厚さは強度計算上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとし，最小肉厚は９㎜とする。

施工時に杭に生じる応力に対しては全断面を有効とする。

①　鋼管杭は JISA5525 によって定められている寸法および材質のものを標準とする。

鋼管杭の長さは輸送方法，施工機械の能力によって制限されるが，一般に単管の標準長さは６ｍ以上 0.5ｍきざみ 12ｍ以下とするのがよい。

上記以外の鋼管杭でも所要の試験等を実施し，同等以上の性能を有することが確認できる場合は同等のものとして扱ってよい。

② 鋼管杭の各部板厚は圧縮，引張り，曲げ，せん断など，設計上杭に生じるすべての応力に対し安全な厚さに腐食減厚を加えた値以上とする。

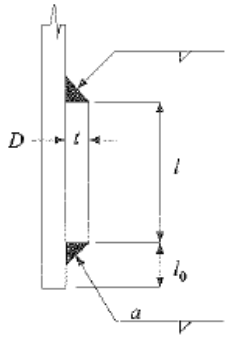
鋼管杭の外径による板厚の範囲は表４－１－17 を参考とするのがよい。施工時に杭体に偏打等による座屈が生じる恐れのない中堀り工法に用いる鋼管杭の板厚は，鋼管の取扱い性や運搬性などを考慮し，ｔ/Ｄ（板厚と鋼管径の比）が１％以上且つ９㎜以上としてよい。

表４－１－17　打撃工法に用いる鋼管杭の径と板厚の範囲　　道示Ⅳ　P448

呼　び　径（mm）	板厚の範囲（mm）
400	9～12
500	9～14
600～ 800	9～16
900～1100	12～19
1200～1400	14～22
1500～1600	16～25
1800～2000	19～25

２）杭先端の補強　　道示Ⅳ　P450

杭先端部に取付ける補強バンドの標準を図４－１－８に示す。この補強バンドは，サイドフリクションを減少させる働きをするので，その肉厚が９㎜を超える場合には，周面摩擦力の減少について検討する必要がある。



t ：9mm とする。
l ：φ600以下は200 mm，φ600超は300 mm とする。
l_0：18mm とする。
溶接はすみ肉溶接とし，脚長a は6mm以上とする。

図４－１－８　補強バンド取付け部標準

３）杭の継手

① 現場継手標準形状寸法

鋼管杭の継手は一般的には半自動溶接法によることが多く、この場合は図 4-1-9 に示す構造を標準とする。

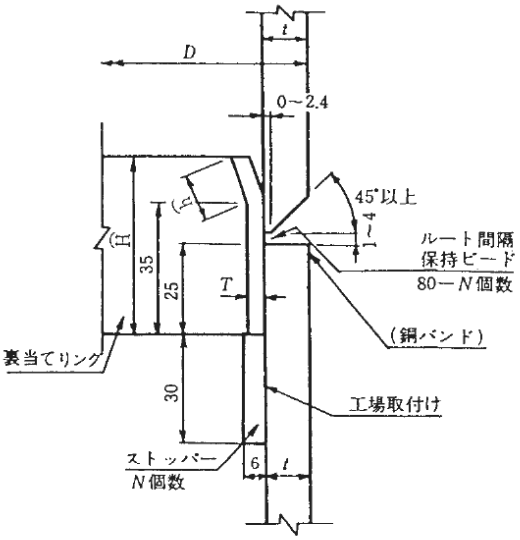


図４－１－９　現場継手の形状

表４－１－18　銅バンドの寸法[3)]

外径D（mm）	厚さ (mm)	幅 (mm)
609.6以下	10	50
609.6を超え 1,016以下	12	50
1,016を超えるもの	12	75

表４－１－19　裏当てリングの厚さ

外径D(mm)	T(mm)	$\widehat{H}$(mm)	$\widehat{h}$(mm)
1,016以下	4.5	$\widehat{50}$	$\widehat{H=50}$の場合 $\widehat{15}$
1,016を超えるもの	6.0	$\widehat{70}$ $\widehat{50}$*	$\widehat{H=70}$の場合 $\widehat{35}$

*中堀り工法を適用の場合は$\widehat{50}$mmとする。

表４－１－20　ストッパーおよびルート間隔保持ビード個数

外径D（mm）	N(個数)
609.6以下	4
609.6を超え 1,016以下	6
1,016を超えるもの	8

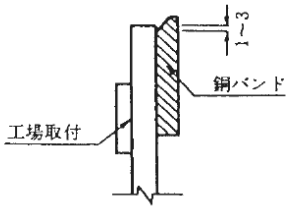


図４－１－10　銅バンドの形状

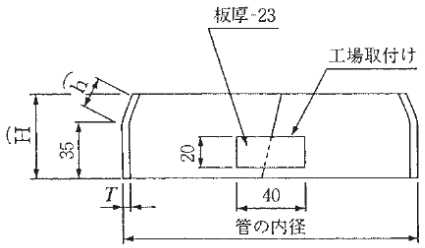
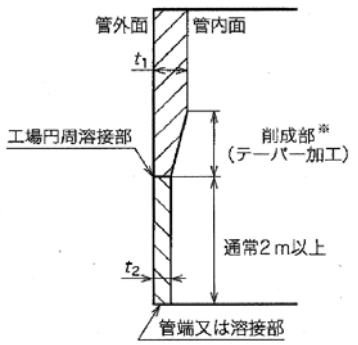


図４－１－11　裏当てリングの形状



※　素管の内側の削成部の長さは，4 (t_1-t_2) 以上とする。ただし，(t_1-t_2) が2 mm以下のとき，又は工場円周溶接部を内外面溶接とする場合で (t_1-t_2) が3 mm以下のときは，削らなくてもよい。

図４－１－12　断面変化部の構造

現場で連結する単管外面の目違い（以下，現場円周溶接部の目違いという）の許容値は表４－１－21のとおりとする。

表４－１－21　現場円周溶接部の目違いの許容値

JIS A 5525

外　径	許容値	摘　要
700mm未満	2mm以下	上ぐいと下ぐいの外周長の差で表わし，その差を2mm×π以下とする。
700mm以上 1016mm以下	3mm以下	上ぐいと下ぐいの外周長の差で表わし，その差を3mm×π以下とする。
1016mmを越え 2000mm以下	4mm以下	上ぐいと下ぐいの外周長の差で表わし，その差を4mm×π以下とする。

備考１　外形2000mmを超えるもの、及びt/Dが1.0%未満のものは、あらかじめ受渡当事者間の協定による。

２　受渡当事者間の協定によって一部又は全部の単管の組合せをあらかじめ決める必要がある場合は、組み合わす単管に番号又は記号を付けておかなければならない。

②　鋼管杭の長さ，寸法

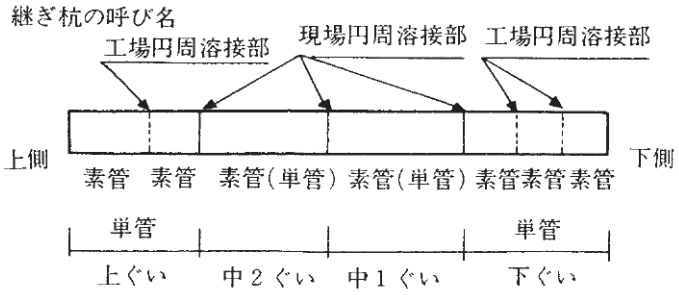


図４－１－13

単管の寸法及び重量

外径	インチサイズ	φ318.5，φ355.6，φ16″～φ64″の4″きざみ
	ミリサイズ	φ400～φ2000の100㎜きざみ（φ1700、φ1900はなし）
管　長		原則として6m以上0.5mきざみ

③　鋼管杭の腐食

道示Ⅳ　P448

鋼管杭の腐食減厚は，海水や鋼の腐食を促進させる工場排水などの影響を受けない場合で，腐食調査も行わずまた腐食処理も施さないときは，常時水中および土中にある部分（地下水中にある部分も含む）について一般に１㎜の腐食しろを考慮するのがよい。

海水または鋼の腐食を促進させる工場排水などの影響を受ける部分および常時乾湿を繰返す部分は十分な防食処理を行わなければならい。腐食しろを考慮した場合は，設計に用いる有効直径は下式のようになるので注意を要す。

有効直径＝（くい径－腐食しろ）

４）板厚の変化厚さおよび変化箇所数

杭基礎設計便覧　P235

鋼管杭の板厚変化は，極端な断面変化による応力集中の影響を考慮して，杭どうしの板厚変化の最大は７㎜程度とする。また，板厚の変化する箇所は１か所とすることが多いが，第２断面の板厚が最小板厚よりも大きい場合には２ケ所以上とする場合もある。

(12)　鋼管ソイルセメント杭

道示Ⅳ　P451

鋼管ソイルセメント杭については，道路橋示方書Ⅳ下部構造編によること。

(13)　ＳＣ杭

道示Ⅳ　P453

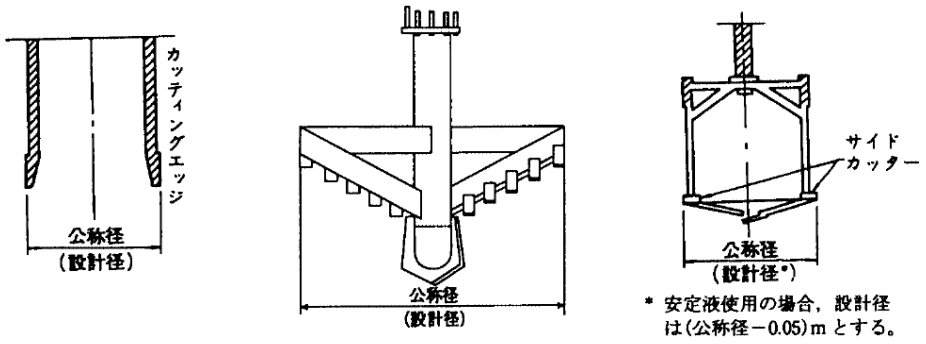
ＳＣ杭については，道路橋示方書Ⅳ下部構造編によること。

(14)　場所打ち杭

道示Ⅳ　P444

１）設計径

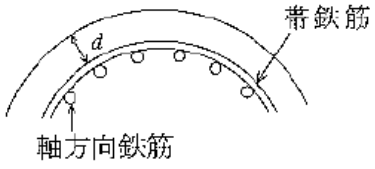
場所打ち杭の設計径は原則として公称径を用い、0.8m 以上で 0.1m 刻みとする。ただし、アースドリル工法において安定液を使用する場合においては、設計径は公称径から 0.05m 減じた値とする。



オールケーシング工法の場合　　リバース工法の場合　　アースドリル工法の場合

２）鉄筋かぶり

鉄筋のかぶりは、地山の凸凹、鉄筋かごの建込み等を考慮して決定する。鉄筋のかぶりを設計径の外周から 120㎜ 以上とする場合においてはこれを満足するとみなす。



3）主鉄筋

① 主鉄筋にはフックをつけなくてよい。

② 主鉄筋の配列は一重配筋とするのが望ましい。

4）主鉄筋の設計　　道示Ⅳ　P423

① 杭の曲げモーメントに対する設計は，杭頭剛結として算出される曲げモーメント，杭頭ヒンジ結合として算出される曲げモーメントのいずれに対しても満足するように鉄筋量を定め行う。

② 鉄筋はできるだけ定尺物（3.5m～12.0mまで50㎝単位）を使用するよう配慮し，端数調整は最下端の鉄筋で行う。　　杭基礎設計便覧　P409

場所打ち杭における鉄筋の重ね継ぎ長は41.$^{7}\phi$とする。

$$\text{（計算例）}\ La = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}}\phi = \frac{200}{4\times 1.2}\phi = 41.7\phi$$

③ 主鉄筋の配筋は，一重配筋とする。

④ 杭本体の応力度に余裕がある場合でも，鉄筋かごの剛性を確保するために道示に規定する最小鉄筋量（0.4%）以上は必ず配筋すること。

⑤ 主鉄筋の最大中心間隔については道示では特に規定してないが，太径の鉄筋を用いて鉄筋間隔を大きくとることは鉄筋コンクリート部材として望ましくないことから，30㎝程度以下とすること。

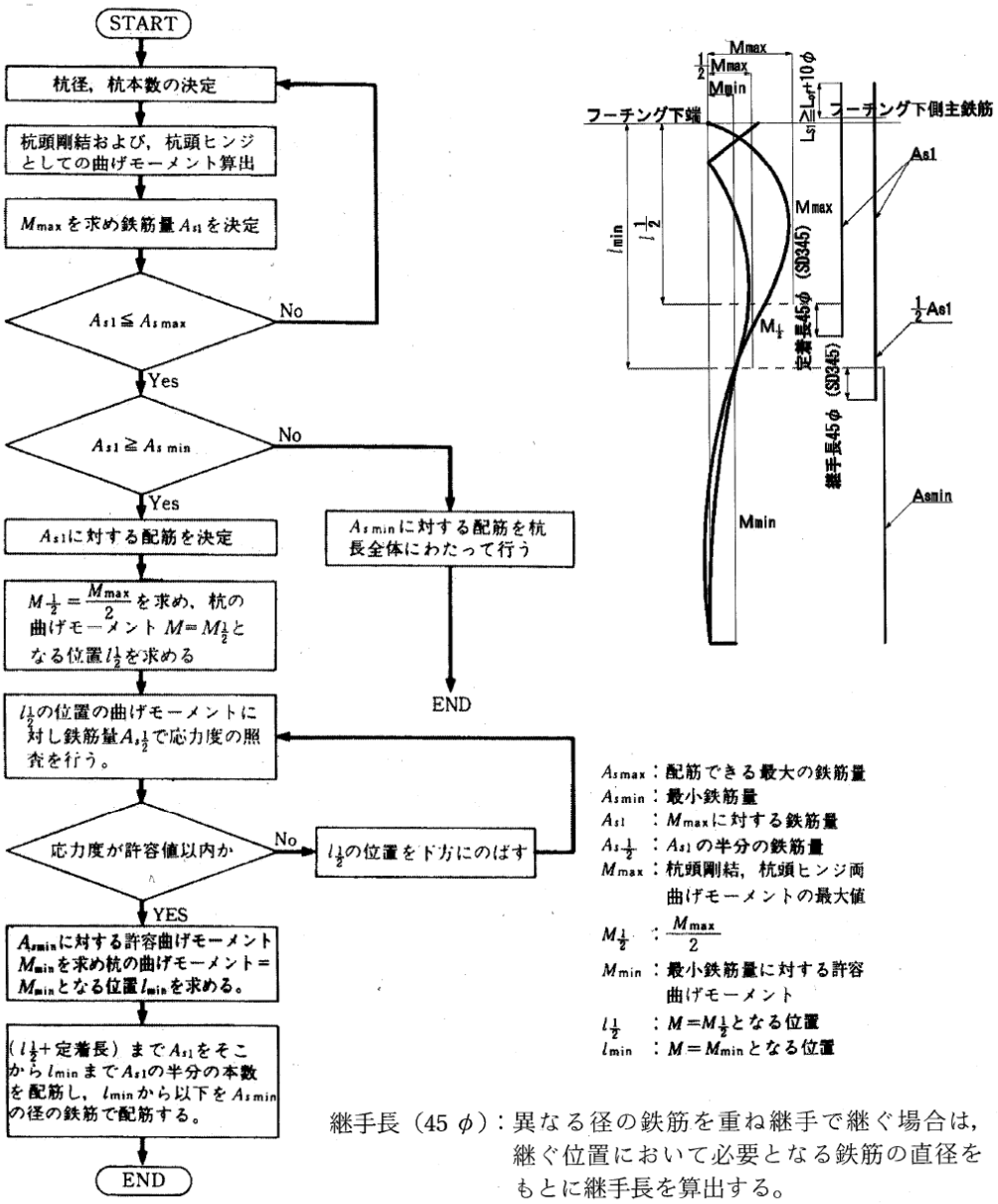
主鉄筋の最小中心間隔は道示の規定（道示は純間隔）に従うものとする。

以上をまとめると，表４－１－23のようになる。

表４－１－23　主鉄筋

項　　目	最　　大	最　　小	摘　　要
鉄　筋　比　（%）	6	0.4	
鉄　筋　径　（mm）	一般には35mm程度	D22	
鉄筋純間隔　（cm）	30※	鉄筋径の２倍以上，または粗骨材最大寸法２倍以上	
鉄　筋　長　（cm）	1,200	350	

※鉄筋中心間隔を表わす。



継手長（45 φ）：異なる径の鉄筋を重ね継手で継ぐ場合は，継ぐ位置において必要となる鉄筋の直径をもとに継手長を算出する。

図４－１－14　主鉄筋断面変化図

⑦　杭本体は，軸力と曲げモーメントを受ける鉄筋コンクリート断面として応力度の算定を行うことにより設計する。

この際，杭体の設計曲げモーメントは，杭頭剛結として算出される曲げモーメントか，杭頭ヒンジ結合と仮定して算出される曲げモーメントのいずれか大きい方とする。

一方，杭体の設計軸力は，道示に規定されるとおりであり，地盤の性質を考慮して算出するものとする。また，鉄筋とコンクリートのいずれの応力度も許容値を満足する必要があり，応力度照査は軸力最大と軸力最小の両方について行う。

⑧　断面変化は２断面変化までとし,以下の順序で行う(図４－１－12参照)。

イ．杭頭剛結及び杭頭ヒンジとして算出した曲げモーメンの最大値（Mamx）に対して杭頭付近の鉄筋量 Asl をもとめる。

ロ．次に、As l の半分の鉄筋量を，杭体の設計曲げモーメントが Mmax/2 に対応する位置か、あるいは Asl の半分の鉄筋量で杭断面の鉄筋・コンクリートの応力度が許容値を満足する位置のいずれか深い方までのばし、そこから所定の定着長を取って定着する。

ハ.残りの半分の鉄筋量は,杭体の設計曲げモーメントが最小鉄筋量(0.4%)に対応する許容曲げモーメント Mmin となる位置までのばす。

ニ．それより深い部分は鉄筋本数はそのままとし，最小鉄筋量を下まわらない範囲の鉄筋量を鉄筋径を調整して配筋する。

杭基礎設計便覧　P254

５）帯鉄筋の設計

杭基礎設計便覧　P410

①　帯鉄筋は，直径 13 ㎜以上，中心間隔は 30 ㎝以下とする。ただし，フーチング底面より杭径の２倍(設計地盤面がフーチング底面以下の場合は設計地盤面より杭径の２倍)の位置まで,15 ㎝以下の間隔で,かつ側断面積の 0.2%以上の鉄筋量を配筋する。帯鉄筋間隔を 15 ㎝とした時の鉄筋量（A_s）は，$A_s \geqq 0.001D \times 15.0$ で計算され，これを杭径（D）と鉄筋径の関係で示すと表４－１－24 のようになる。帯鉄筋の最大径は D22 とする。

なお,地震保有水平耐力法により杭体のせん断に対する照査を行った結果,帯鉄筋を密に配置する場合が生じるが,この場合でも水中コンクリートの充填性を考慮すると，帯鉄筋の最小間隔は 12.5 ㎝以上とするのが望ましい。

表４－１－24

杭　　径（m）	帯鉄筋の径（㎜）
0.8	*D*13
1.0	*D*16
1.2	*D*16
1.5	*D*19
2.0	*D*22

②　帯鉄筋の継ぎ手は、重ね継手を原則とし、重ね継手により継ぐ場合には、帯鉄筋の直径の４０倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、半円形フックまたは鋭角フックを設けるものとする。しかし、鉄筋かご径が小さい場合，トレミーが挿入・引抜き時に帯鉄筋のフックと干渉し，鉄筋かごの傾斜・変形，トレミーの挿入・引抜き不能等の支障をきたすおそれがある。このような場合には，スパイラル鉄筋や機械式継手の使用等が考えられる。

(15)　杭頭部とフーチングの結合部

杭とフーチングの結合部は原則として剛結として設計するものとし,結合部に生じる応力に対して安全に設計しなければならない。

１）結合方法

方法Ｂ：フーチング内への杭の埋込み長さは最小限にとどめ，主として鉄筋で補強することにより杭頭曲げモーメントに抵抗する方法。杭頭部の埋込み長は 10 ㎝とする。

道示Ⅳ　P424

2）設計の基本

杭頭における設計荷重に対して，次の応力度を照査する。ただし、剛体と仮定できる厚さを有するフーチングに３）の構造細目を満たすように杭をフーチングに接合することを前提として、標準的な縁端距離を確保する場合には照査を省略することができる。

イ．鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭、PHC 杭、場所打ち杭

１．押込み力に対する照査

a．フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv}=\frac{P}{\pi D^2/4}=\sigma_{ca}$$

b．フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v=\frac{P}{\pi(D+h)h}\leqq\tau_a$$

２．引抜き力に対する照査

原則として引抜き力に対する照査は行わなくてよい。

３．水平力及びモーメントに対する照査

ａ．フーチングコンクリートの水平支圧応力度

$$\sigma_{ch}=\frac{H}{D\ell}\leqq\sigma_{ca}$$

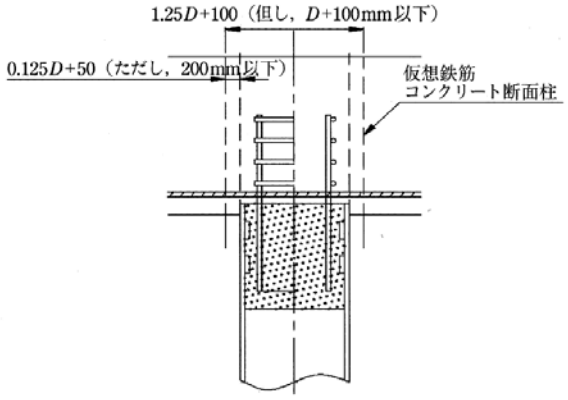
ｂ．フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h=\frac{H}{h'(2\ell+D+2h')}\leqq\tau_a$$

ｃ．仮想鉄筋コンクリート断面の応力度

杭基礎設計便覧　P371

鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭、PHC 杭及び SC 杭において、杭頭結合部が杭頭部より穿孔して損傷しないよう、フーチング内に鉄筋コンクリート断面を仮定した断面におけるコンクリートおよび鉄筋の応力度を照査する必要がある。なお，場所打ち杭においては，道示Ⅳに示されているコンクリート設計基準強度の範囲内であれば、フーチングコンクリートの設計基準強度が杭体コンクリートの設計基準強度に比べて低い場合であっても，常時，暴風時，レベル１地震時及びレベル２地震時に対する仮想鉄筋コンクリート断面の照査を行わなくてもよい。



ｄ．鉄筋の定着

鉄筋の定着は，フーチング下側主鉄筋の中心位置から$L_{0f}+10\phi$（ϕは補強鉄筋の直径）とする。

ここでL_{0f}は次式により求める。

$$L_{0f}=\frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}}\phi$$

一般的に 35φ以上としてよい。ただし、PHC 杭のうち、杭頭をカットオフする場合は鉄筋の長さを 50φ’（φ’は PC 鋼材の径）だけのばし、この部分の杭は鉄筋コンクリート断面として扱う。

ｅ．斜杭を用いる場合にはフーチングへの杭の埋込み長さは最小の部分が 10 ㎝とする。

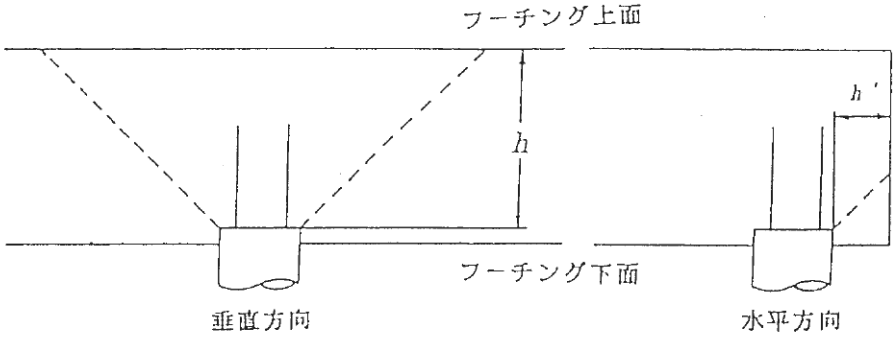


図４－１－15　押抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚（鋼管杭・PHC 杭 方法Ｂ）

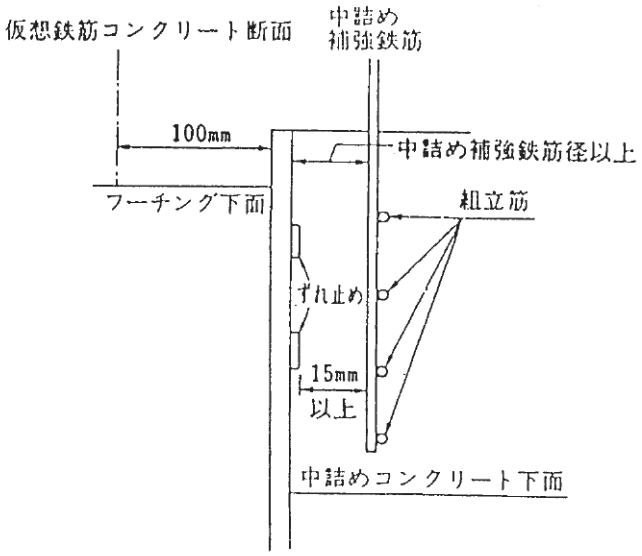


図４－１－16　方法Ｂの構造詳細図（鋼管杭）

ロ．ＲＣ杭

原則としてＰＨＣ杭に準拠して設計する。

ハ．ＳＣ杭

原則としてＰＨＣ杭に準拠して設計する。

ニ．場所打ち杭

原則としてＰＨＣ杭に準拠して設計する。

杭体内の鉄筋の定着は鋼管杭の３．ｄによることとする。

ただし，フーチング厚がこの定着長より薄い場合は，フーチング上側鉄筋位置で直角に折り曲げてよい。この場合，上記の定着長を確保するとともに，道示Ⅳ７．７の規定を満足するものとする。

ここに，σcv：垂直支圧応力度（N/mm2）

σch：水平支圧応力度（N/mm2）

σca：コンクリートの許容支圧応力度（N/mm2）

τv：垂直方向の押抜きせん断応力度（N/mm2）

τh：水平方向の押抜きせん断応力度（N/mm2）

τａ：コンクリートの許容押抜きせん断応力度（N/mm2）

Ｐ　：軸方向押込み力（N）

Ｈ　：軸直角引抜き力（N）

Ｄ　：杭の外径（mm）

ｈ　：垂直方向の押抜きせん断応力に抵抗するフーチングの有効厚さ（mm）

ｈ’：水平方向の押抜きせん断応力に抵抗するフーチングの有効厚さ（mm）

ｌ　：杭の押込み長（mm）

σsa：鉄筋の許容引張応力度（N/mm2）

τoa：コンクリートの許容付着応力度（N/mm2）

なお，τ_aは道路橋示方書Ⅳ下部構造編４．２「コンクリートの許容応力度」に規定する許容押抜きせん断応力度τ_{a3}とするが，杭頭結合部は杭とフーチングとの複合構造でありその応力伝達機構や破壊機構が複雑であること，またせん断耐力はコンクリートの強度ばかりでなく部材の断面の形状や引張鉄筋量等に関係することなどを総合的に判断し，荷重の組合わせによる割増しを行わないものとする。

３）構造細目

構造細目については、道路橋示方書Ⅳ下部構造編に準拠する。

(16)　既製杭基礎の施工

適用する工法

１）打込み杭工法

打込み杭工法の詳細は，道路橋示方書Ⅳ下部構造編に準拠する。なお，この工法は，従来から最も多く採用されている工法であって，問題点についても，過去の豊富な資料から，理論的かつ経験的に多く解明されている。打込みぐいは，周囲の地盤を締固めながら，くい本体を損傷することなく，所定の深さまで貫入させるのが理想的な姿である。したがって，信頼できるくい基礎工法と

して，周囲環境の許すかぎり本工法の採用が望ましい。

「騒音規制法」および「振動規制法」により，方法によっては，打込みぐい工法が特定建設作業に指定されており，規制地域で施工する場合は，騒音および振動低減の方法も含めて，所定の事項を都道府県知事に届けなければならない。

最近，防音カバー付杭打機や油圧ハンマー等の低騒音既製杭工法が発達しており，場所によっては適用を検討するのがよい。

2）中堀り杭工法

中堀り杭工法の詳細は，道路橋示方書Ⅳ下部構造編に準拠する。

3）プレボーリング杭工法

プレボーリング杭工法の詳細は，道路橋示方書Ⅳ下部構造編に準拠する。

ただし採用にあたっては担当課と相談すること。

4）鋼管ソイルセメント杭工法

鋼管ソイルメセント杭工法の詳細は，道路橋示方書Ⅳ下部構造編に準拠する。

5）回転杭工法

回転杭工法の詳細は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編に準拠する。

6）施工法の変更

杭１本の軸方向支持力を打込み工法と仮定し設計している場合，現場において他の工法に変更するときは，杭の周面摩擦力が異なり，くい本数が増える場合があるので工法変更に際しては，十分検討のうえ実施する必要がある。

(17) 杭打止め管理　　道示Ⅳ　P554

1）杭は構造物を安全に支持するために，打止め条件を総合的に十分検討して打止めるのを原則とする。

杭の打止め条件は本打ちに先立って行われる試験杭の結果をみて決定するものとし，次に示すような杭の根入れ深さ・動的支持力・打止め時一打あたりの貫入量などで示される。これらの詳細は道路橋示方書Ⅳ下部構造編に準拠する。

2）杭の打止めは地盤によっては，次に示すように所定の支持層に達するまでに打込みが困難となったり，逆に所定の長さを打込んでも打止め条件に達しない事態が発生することが予想される。したがって，このような場合には，設計条件および施工条件を十分検討して対処しなければならない。

ⅰ）所定の支持層に達するまでに中間層を打抜けなかった場合あるいは土の締固め効果が大きくなり打込みが困難となった場合

これらによって杭が打止まる場合，杭軸方向支持力のみからいえばいかにも支持条件を満足するようにみえるが，洗掘，横抵抗，粘性土層の圧密沈下などの条件から，杭の根入れ深さが決まっている場合があるので，ハンマを大きくする，中掘り杭工法を併用する，フリクションカッターを先端部に取付けるなどの対策が必要である。

ⅱ）所定の支持層に達するまでに支持層が予想より浅い位置にあり打込みが困難となった場合

支持層が予想より浅い位置にあり杭が打止まる場合は，施工範囲が広いとか，旧河川の流域などでみられる。他の原因との識別が難しいが，ボーリン

グの本数を増やしたり，他の杭の打止り深さなどとの関係から判断しなければならない。

ⅲ）所定の長さを打込んでも打止め条件に達しない場合

この場合には継ぎ杭によって処理している例が多い。杭材によって継ぎ杭が不可能な場合は，設計条件を勘案して処理しなければならない。

１－４深礎基礎

(1)設計の基本

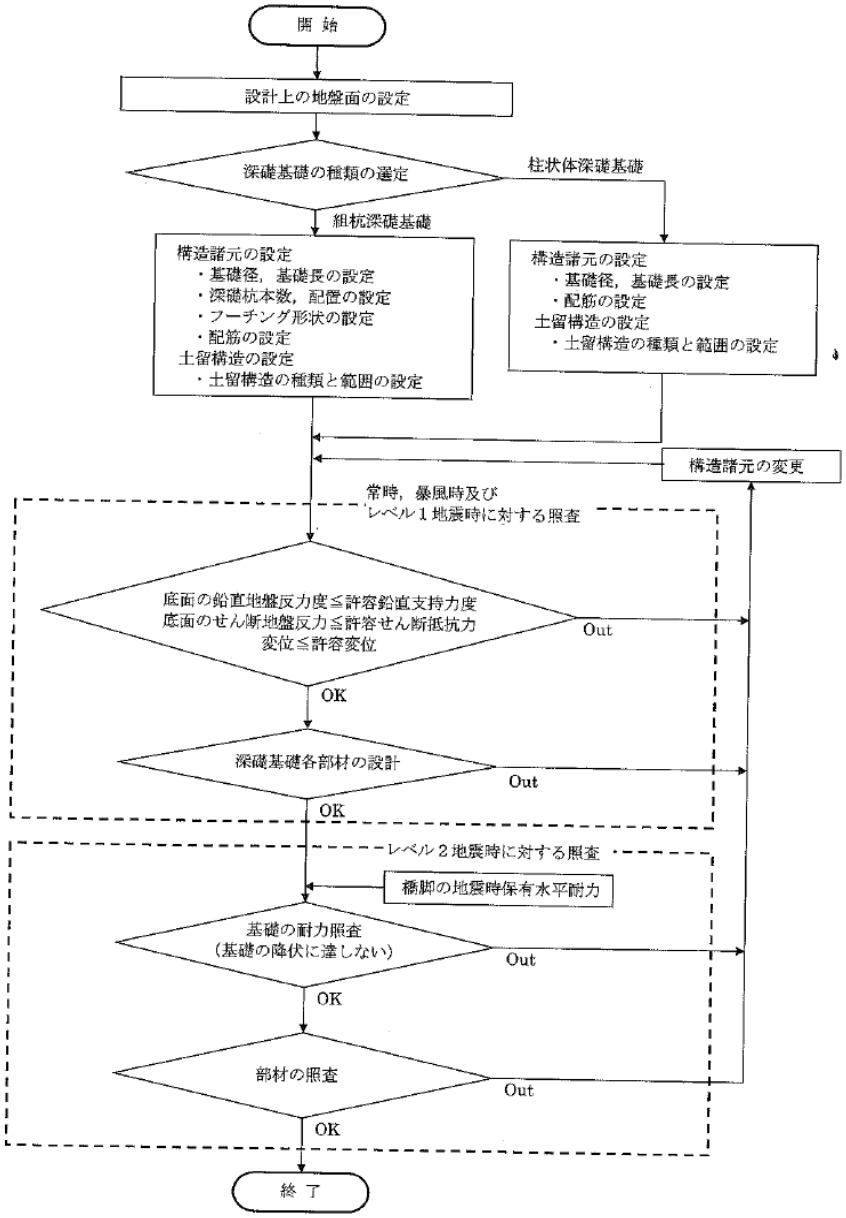
斜面上の深礎基礎設計施工便覧　P65

深礎基礎の設計では、橋に要求される性能（道示Ⅰ.1-3 参照）を満足するように基礎本体や躯体接合部の構造諸元を定める。土留構造についても基礎の性能に影響するため地質条件等を考慮して適切に設計する。

また、地表面の傾斜が１０度以上の斜面上に施工され、根入れ深さが基礎幅に比較して大きいものを対象とする。

(2)設計計算の手順

斜面上の深礎基礎設計施工便覧　P69



(3)深礎基礎の形状寸法及び配列

1)柱状体深礎基礎

斜面上の深礎基礎設計施工便覧　P70

柱状体深礎基礎では、下部構造躯体の軸方向鉄筋が確実に定着でき、かつ、躯体の剛性に比して十分な剛性を有する大きさであることが必要であり、これまでの実績も考慮して基礎径は５m以上を目安としている。基礎の有効根入れ深さは、基礎本体の曲げ剛性や地盤抵抗など安定計算の前提である柱状体としてのモデル化ができる条件を満たすため基礎径と同程度以上とするのがよいとしている。

2)組杭深礎基礎

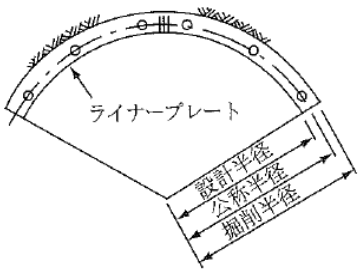
斜面上の深礎基礎設計施工便覧　P72

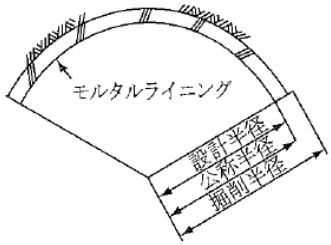
組杭深礎基礎は、柱状体深礎基礎に比べると基礎径は小さいものの、掘削や支持層状況の確認を人が孔内で行い、土留めを用いて基礎本体を構築する工法上の特徴から、安全性や施工性等を考慮する必要がある。平成 14 年の道路橋示方書では深礎工法を用いた場所打ち杭の最小径として１．４mという値が示されていたが、これらへの配慮などから近年の施工実績では２m以上の基礎径が用いられている。

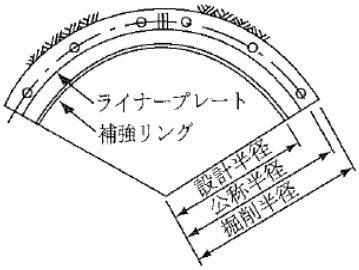
3)基礎径

道示Ⅳ　P514

以下に示すように土留め内側の基礎径を安定計算及び断面計算に用いる設計径とする。ただし、ライナープレートを用いる場合には安定計算に限りライナープレートの軸線に対する径を用いてもよい。







4)基礎の有効根入れ深さ

道示Ⅳ　P515

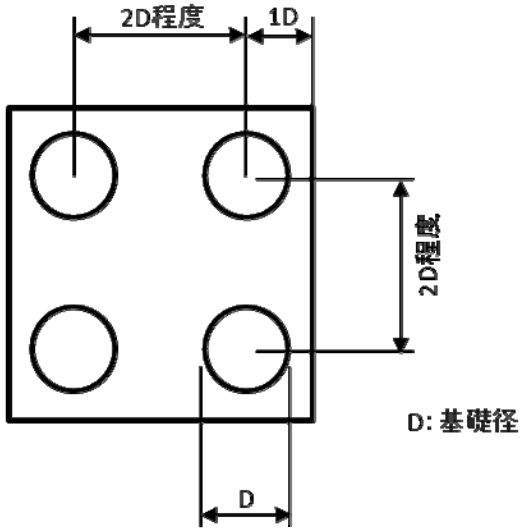
基礎の有効根入れ深さは、基礎本体の曲げ剛性や地盤抵抗など安定計算の前提を満たすため基礎径と同程度以上とするのがよい。ただし、深礎基礎は斜面上に設置され孔内での作業となることから、根入れ深さは施工時の安全性を考慮して定める必要があり、施工実績としては３０m程度までとなっている。

5)深礎基礎の配列

深礎基礎の配列は、深礎杭の寸法や本数、斜面の影響、施工条件等を考慮して長期の持続荷重に対して過度に特定の深礎杭に果樹が集中せずできる限り謹呈に荷重を受けるように定める必要がある。深礎基礎の先端は一般に岩盤に支持されているため、鉛直方向の地盤抵抗の信頼性は一般的に高いが、水平抵抗は表層部

の崖錐等が主体とまるため、鉛直方向と比較して地盤抵抗の信頼性が低くなりがちである。斜面に設置される深礎基礎は、平野部に比べて地盤抵抗の評価等が相対的に難しく、単列の深礎杭からなる橋台については、地震や降雨による基礎前面斜面の不安定化に伴う被災事例が確認されている。このため、道示Ⅳでは斜面上の橋台においては組杭深礎基礎を用いる場合には、周辺地盤が不安定になった場合でもただちに基礎が不安定とならないように補完性又は、代替性を考慮して、橋軸方向及び橋軸直角方向それぞれに対して複数の深礎杭からなる４本以上の組杭構造とするのがよいとしている。なお、実際に複数列の深礎杭を有する斜面上の基礎で、大地震時に基礎周辺地盤に変状が生じたものの、供用性に影響する損傷等が生じなかった例も見られる。

組杭深礎基礎の深礎杭の中心間隔は、掘削施工時の地山の安定と近隣杭の影響を考慮して適切に定める。杭間隔が基礎径の２倍程度未満となると、支持地盤が掘削時の影響により近接基礎の周面を緩め、地盤抵抗の減少や斜面の不安定化のおそれがあるため、最小中心間隔は基礎径の２倍程度とするのがよいとしている。

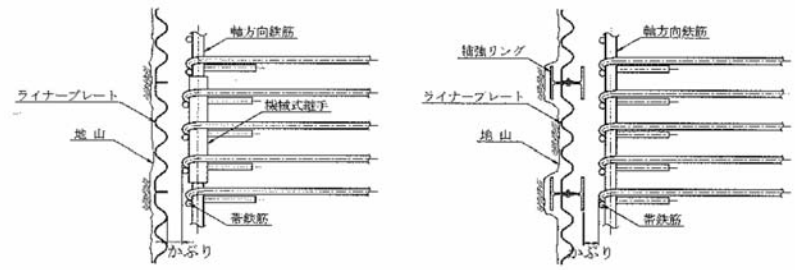


また、深礎杭の中心からフーチング縁端までの距離は、道示Ⅳ12.3 の規定に準じる。

6)構造細目

①鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりは、土留構造、地山の凸凹、鉄筋の組立て、耐久性等を考慮して決定する。鉄筋のかぶりを設計径の外周から 70㎜ 以上とする場合においてはこれを満たすものとみなす。



(a) 機械式継手の場合　　(b) 補強リングの場合

②軸方向鉄筋の設計

・軸方向鉄筋の配筋はＤ５１で二重配筋を上限とする。

・軸方向鉄筋の径及び間隔は以下のとおりとする。

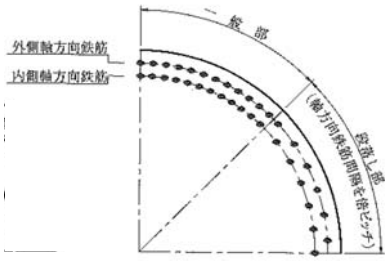
・軸方向鉄筋の継手は原則として機械式継手を用いる。

項　目	最 大	最 小
直　径	51mm	22mm
間隔及びあき	間隔：300mm	あき：鉄筋径の2倍又は粗骨材最大寸法の2倍の大きい方

・軸方向鉄筋の段落し

軸方向鉄筋の段落しは曲げモーメントの最大値に対して決定した鉄筋量に対して最大曲げモーメント発生位置よりも下方の鉄筋を対象に、十分に断面力が低下した位置で行うことを基本とする。

ただし、二重配筋の場合は施工中の安全性を考慮して以下のように内外の両方の鉄筋を段落しすること。



③帯鉄筋

・柱状体深礎基礎は軸方向鉄筋の 1/4 以上を基礎全長にわたり配置する。

・組杭深礎基礎は直径 13㎜ 以上、中心間隔 300㎜ 以下とする。ただし、フーチング下面から基礎径の２倍の範囲内では、中心間隔 150㎜ 以下かつ、鉄筋量は側断面積の 0.2%以上とする。

・定着は、鉄筋径の 40 倍以上重ね合わせ、軸方向鉄筋に半円形フック又は鋭角フックをつけて定着すること。

④中間帯鉄筋

中間帯鉄筋は、帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋とし、主鉄筋にフックをかけて定着すること。

⑤杭頭部とフーチングの結合

・組杭深礎基礎は、フーチングと深礎杭が剛結されたラーメン構造として設計するものとし、結合部に生じる力に対して安全に設計しなければならない。

・柱状体深礎基礎は、躯体からの荷重を確実に基礎本体に伝達できる構造としなければならない。

7)組立用鋼材

鉄筋組立て等の作業足場から組立用鋼材を支持する場合、足場との一体化も含め安全であるよう仮設設計を行うこと。

なお、斜面上の深礎基礎設計施工便覧の参考資料１３を参考にすること。

１－５　耐震設計

(1)　地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の設計～基本方針～　　道示Ⅴ　P103

１）一般的な橋脚

作用荷重：橋脚の終局水平耐力相当の水平震度

$k_{hp}=C_{df}\cdot P_u/W$

P_u：橋脚の地震時保有水平耐力

C_{df}：設計水平震度の算出に用いる補正係数（1.1 とする）

W：等価重量

照査：基礎が降伏しない。

【基礎に大きな損傷を生じさせない】

２）十分大きな地震時保有水平耐力を有している又は液状化の影響のある橋脚　　道示Ⅴ　P244

作用荷重：弾性応答時の応答加速度（設計水平震度 k_{hcF}）

k_{hcF}：$C_D\cdot C_{2Z}\cdot k_{hco}$

k_{hco}：レベル２地震動の設計水平震度の標準値

C_D：減衰定数別補正係数（基礎～地盤系での減衰）(2/3 程度とする)

C_{2Z}：レベル２地震動の地域別補正係数

塑性率の算定：エネルギー一定則

照　査：基礎の応答塑性率 $\delta_{FR}\leqq$基礎の許容塑性率 δ_{FL}

基礎の応答変位≦基礎の許容変位

【基礎の損傷を許容範囲内に抑える。】

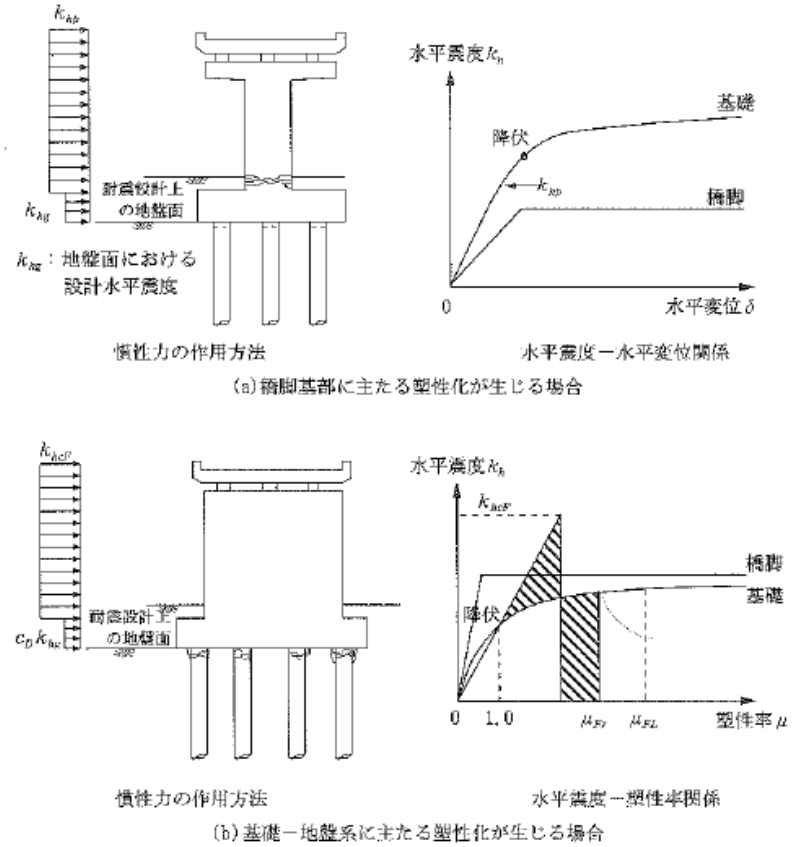


図４－１－17　地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の耐震設計

(2)　地震時保有水平耐力法による基礎の設計手順　　道示Ⅴ　P238

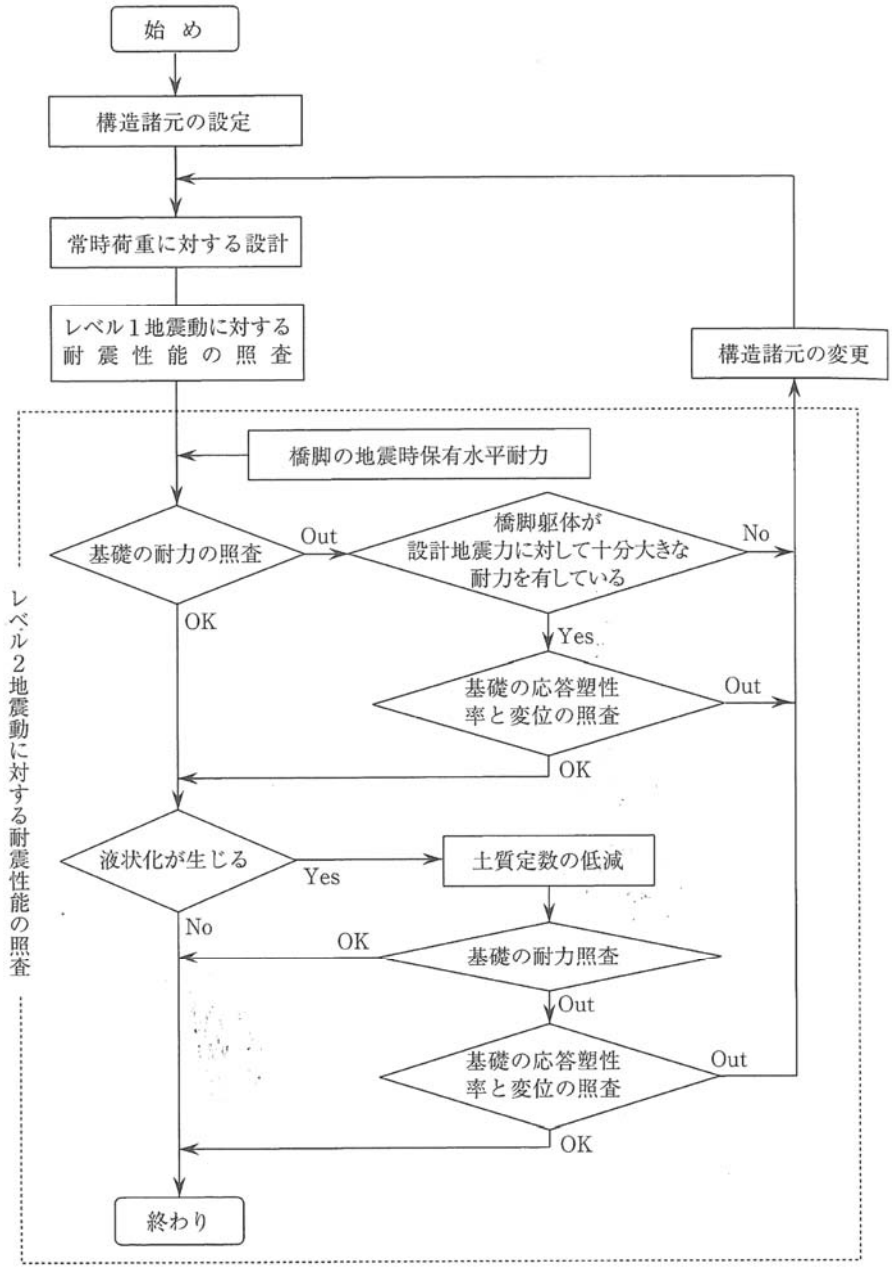


図４－１－18　地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査手順

(3)　地震時保有水平耐力法による杭基礎の設計

1）杭基礎の解析モデル　　道示Ⅴ　P242

モデル化及び杭の抵抗特性，杭体の曲げモーメント－曲率関係は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に準拠する。

2）ケーソン基礎の解析モデル　　道示Ⅴ　P241

モデル化及びケーソン本体の曲げモーメント－曲率関係は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に準拠する。

(4)　液状化に対する橋脚基礎の検討

1）液状化に対する設計フロー

道示Ⅴ　P138

以下の全ての条件に該当する場合は，液状化の判定を行わなければならない。

①地下水位が地表面から 10m 以内にあり、かつ、地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層

②細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、又は、FC が 35%を超えても塑性指数 Ip が 15 以下の層

③50%粒径 D50 が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 D10 が 1mm 以下である土層

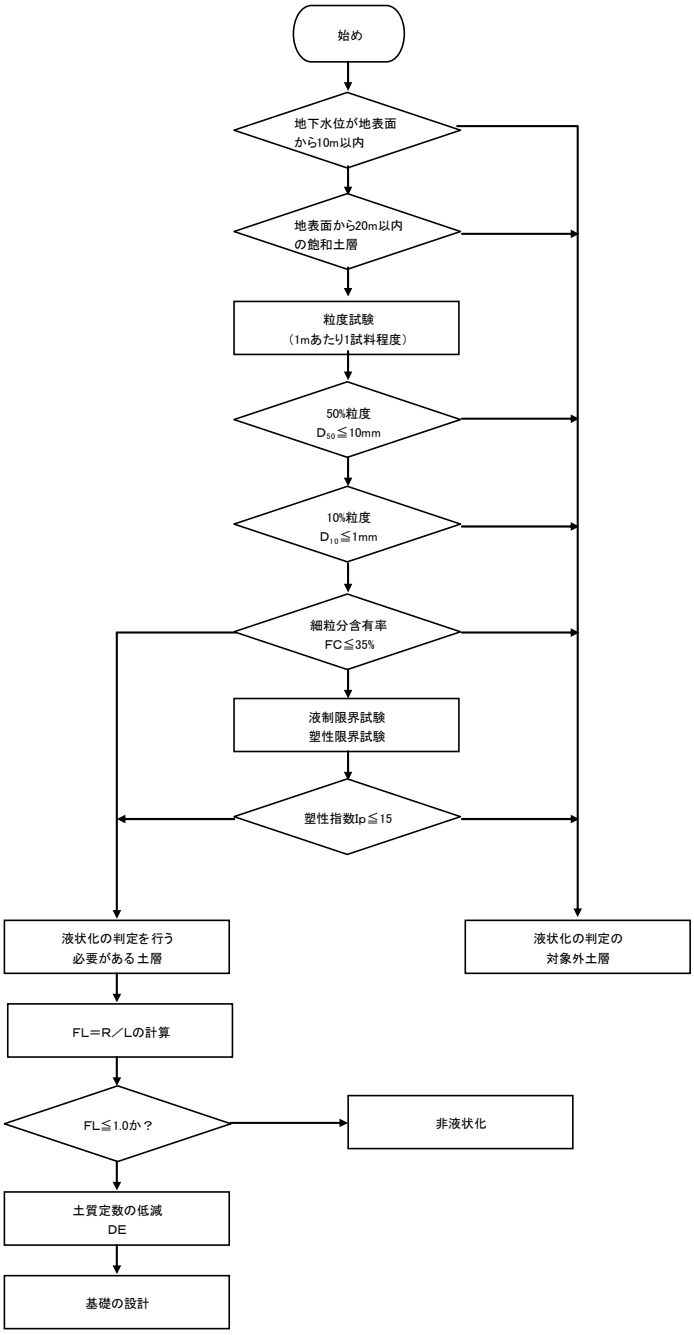


図４－１－19　液状化の判定化を行う必要がある土層

表４－１－25　液状化の判定方法

項　目	兵庫県南部地震以前（平成２年耐震設計編）	兵庫県南部地震以後（平成８年，平成14年耐震設計編）
液状化の判定を行う必要がある土層	1)　沖積砂質土 2)　地下水位が現地盤面から10m以内，かつ，深さ20m以内 3)　$0.02\text{mm} \leqq D_{50} \leqq 2.0\text{mm}$	1)　原則として沖積砂質土 2)　地下水位が現地盤面から10m以内，かつ，深さ20m以内 3)　$FC \leqq 35\%$，又は，$I_P \leqq 15$ 4)　$D_{50} \leqq 10\text{mm}$，かつ，$D_{10} \leqq 1\text{mm}$
F_L	$F_L = \dfrac{R}{L}$	
動的せん断強度比 R	$R = R_1 + R_2 + R_3$ $R_1 = 0.0882\sqrt{\dfrac{100N}{\sigma_v' + 70}}$ $R_2 = \begin{cases} 0.19 & (0.02\text{mm} \leqq D_{50} \leqq 0.05\text{mm}) \\ 0.225\log_{10}(0.35/D_{50}) & (0.05\text{mm} < D_{50} \leqq 0.6\text{mm}) \\ -0.05 & (0.06\text{mm} < D_{50} \leqq 2.0\text{mm}) \end{cases}$ $R_3 = \begin{cases} 0.0 & (0\% \leqq FC \leqq 40\%) \\ 0.004FC - 0.16 & (40\% < FC \leqq 100\%) \end{cases}$	$R = c_w \cdot R_L$ $R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6\times10^{-6}\cdot(N_a - 14)^{4.5} & (14 \leqq N_a) \end{cases}$ ここで， 〈砂質土の場合〉 $N_a = c_1 \cdot N_1 + c_2$ $N_1 = 170 \cdot N/(\sigma_v' + 70)$ $c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leqq FC < 10\%) \\ (FC+40)/50 & (10\% \leqq FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \leqq FC) \end{cases}$ $c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leqq FC < 10\%) \\ (FC-10)/18 & (10\% \leqq FC) \end{cases}$ 〈れき質土の場合〉 $N_a = \{1 - 0.36\log_{10}(D_{50}/2)\} N_1$ ここに， σ_v'：(kN/m²) D_{50}：(mm) FC：(%)
地震動特性による補正係数 c_w		タイプⅠの地震動 $c_w = 1.0$ タイプⅡの地震動 $c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leqq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leqq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases}$
地震時せん断応力比 L	$L = \gamma_d \cdot k_z \dfrac{\sigma_v}{\sigma_v'}$	$L = \gamma_d \cdot k_{hg} \dfrac{\sigma_v}{\sigma_v'}$
設計水平震度	$k_h = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot k_{h0}$ $k_{h0} = 0.15$ c_z：地域別補正係数 c_G：地盤別補正係数 c_G：0.8（Ⅰ種地盤） 1.0（Ⅱ種地盤） 1.2（Ⅲ種地盤） c_I：重要度補正係数	$k_{hg} = c_z \cdot k_{hg0}$ タイプⅠの地震動 $k_{hg0} = 0.30$（Ⅰ種地盤） $= 0.35$（Ⅱ種地盤） $= 0.40$（Ⅲ種地盤） タイプⅡの地震動 $k_{hg0} = 0.80$（Ⅰ種地盤） $= 0.70$（Ⅱ種地盤） $= 0.60$（Ⅲ種地盤） c_z：地域別補正係数

3）耐震設計上，土質定数を低減させる土質とその取扱い

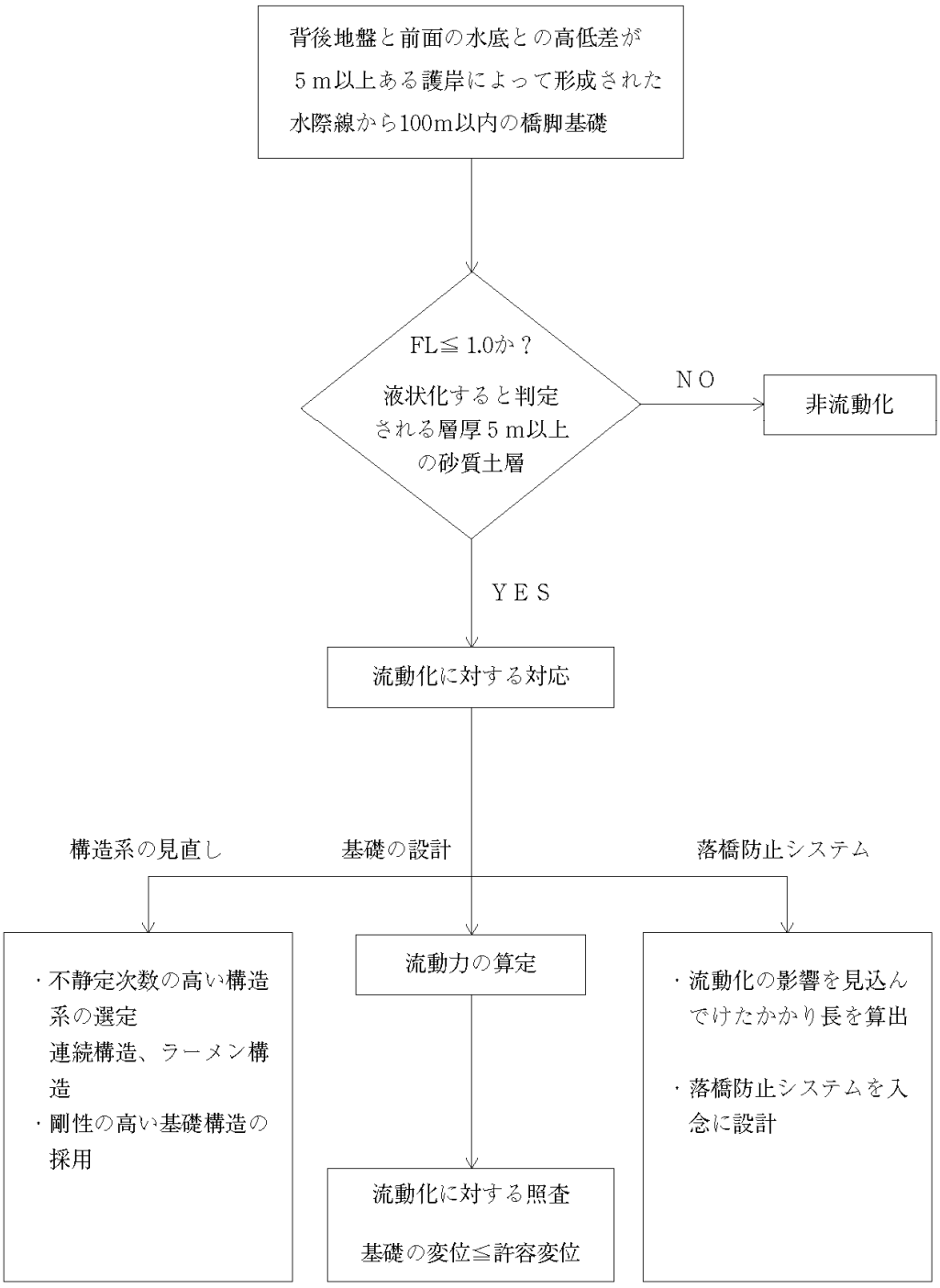
表４－１－26　土質定数の低減係数 D_E

F_Lの範囲	地表面からの深度x(m)	動的せん断強度比R	
		$R \leqq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leqq 1/3$	$0 \leqq x \leqq 10$	0	1/6
	$10 < x \leqq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leqq 2/3$	$0 \leqq x \leqq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leqq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leqq 1$	$0 \leqq x \leqq 10$	2/3	1
	$10 < x \leqq 20$	1	1

D_E を乗じて低減させる土質定数とは，地盤反力係数，地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度とする。

(5)　流動化に対する橋脚基礎の検討

1）流動化に対する設計フロー



(6)　液状化が生じる地盤にある橋台基礎の設計

道示Ⅴ　P251

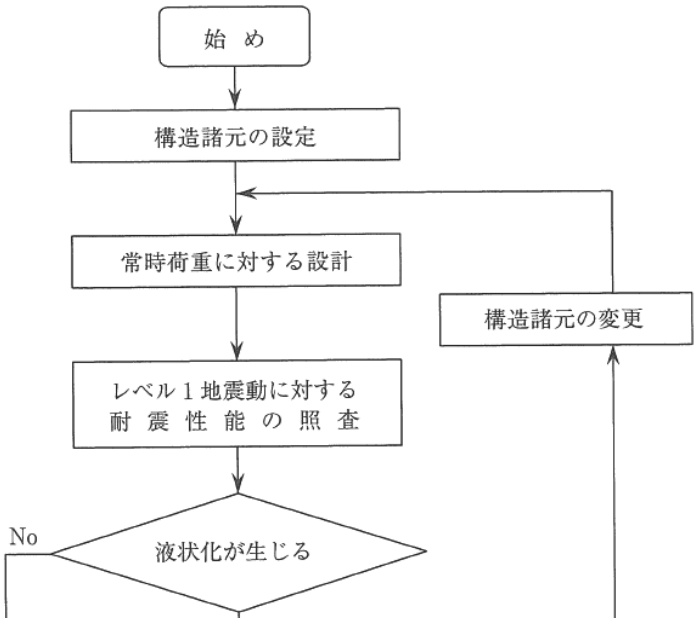
橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤にある橋台基礎では，地震時保有水平耐力法によってレベル２地震動に対する照査を行うものとする。

地震時保有水平耐力法による橋台基礎の照査の手順は，図４－１－20 に示すとおりである。

大地震時の橋台の挙動は，橋台自身の振動よりも背面土の振動に一般に支配される。そこで，地震時保有水平耐力法による照査においては，橋台は，背面土からの土圧に抗する構造物として，フーチング及びフーチング上載土も含めて一体として扱うものとし，橋台，フーチング，フーチング上載土に同一の設計水平震度を作用させることとした。また，背面土に作用する土圧を算定する設計水平震度も，橋台等に作用させる設計水平震度と同一の値とする。

地盤に液状化が生じた場合橋脚基礎の場合と同様，躯体橋台でエネルギー吸収を行うように設計することは必ずしも合理的ではないことから，橋台基礎に主たる塑性化を考慮し，道示Ⅴ13．2 及び道示Ⅴ13．3 の規定に基づいて算出した応答塑性率が道示Ⅴ13．4 に規定する許容塑性率以下であることを照査する。

なお，地震時に地盤に液状化が生じると判定される場合には，橋台基礎に生じる変位について配慮しておく必要がある。周辺地盤に液状化が生じた場合には，偏荷重を受けている基礎周辺地盤に大きな残留変位が生じ，その結果，橋台基礎には前面方向に残留変位が生じることが考えられる。橋台基礎に大きな残留変位が生じると，斜角の小さい橋の場合にはけたが回転し，けたと橋台との間に大きな相対変位が生じる可能性がある。また，多径間連続橋の場合には，橋台の変位により上部構造が押し出され，中間橋脚に大きな変位が生じる可能性もあり，橋全体系としての耐震性に悪影響を及ぼすことも考えられる。したがって，地盤に液状化が生じると考えられる場合には、示方書に規定された照査手法に基づいて，橋台基礎に所要の耐力を付与するとともに，けたの連続化の検討や落橋防止システムに対する検討を入念に行う等，橋全体系としての耐震性が向上するように配慮するのが望ましい。



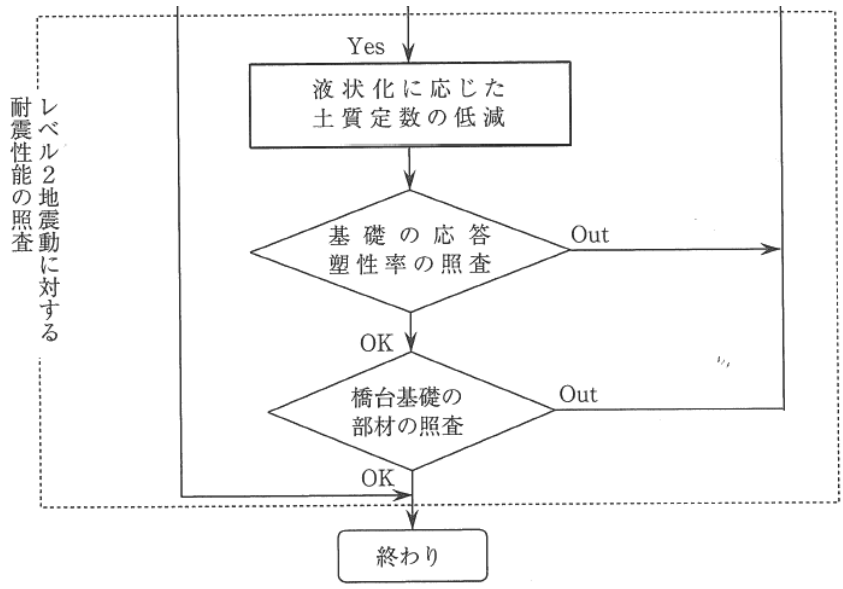


図４－１－20　地震時保有水平耐力による橋台基礎の照査の手順

橋台基礎の照査において想定する荷重状態を図４－１－21 に示す。橋台及び橋台基礎の地震時挙動は，背面土の振動に支配されると考えられることから，橋台の慣性力及び地震時土圧を算定するための設計水平震度は道示Ｖ６．４．３に規定する地盤面の設計水平震度に基づき，次式により算出する。

$K_{hc}=C_s \cdot C_{2Z} \cdot K_{hc0}$

ここに，

k_{hc}：地震時保有水平耐力法による橋台基礎の照査に用いる設計水平震度（小数点以下２けたに丸める）

C_s：橋台基礎の設計水平震度の補正係数で，1.0 としてよい。

C_{2Z}：レベル２地震動の地域別補正係数で地震動のタイプに応じて道示Ⅳ4.4 に規定する

k_{hc0}：道示Ⅴ6.4.3 に規定するレベル２地震動の地盤面における設計水平震度の標準値

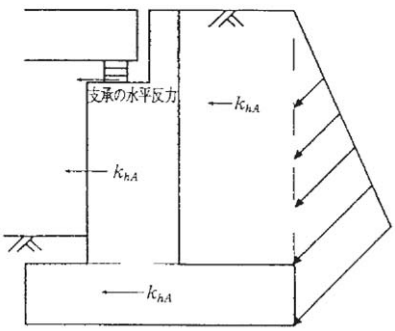


図４－１－21　逆Ｔ式の橋台基礎の調査において想定する荷重状態
（図の簡略化のために地震時土圧以外の鉛直力を省略して示す）

第２節　擁壁基礎

擁壁の基礎については，第３編　第２章　第２節の「擁壁工」による。

第３節　カルバート基礎

カルバートの基礎については，第３編　第２章　第３節の「カルバート」による。

第５章　仮　　設　　工

目　　次

第５章　　仮設工 …… １－５－１

第１節　共通事項 …… １－５－１
１－１　本章で扱う仮設構造物 …… １－５－１
１－２　設計のための事前調査・検討 …… １－５－２
１－３　土地定数 …… １－５－６
１－４　荷重 …… １－５－７
１－５　許容応力度 …… １－５－17
１－６　材料 …… １－５－21

第２節　二重締切り工法(切ばり式) …… １－５－28
２－１　定義 …… １－５－28
２－２　選定の基準 …… １－５－28
２－３　仮設鋼材の許容応力度および鋼矢板の断面係数 …… １－５－28
２－４　各部の名称 …… １－５－29
２－５　設計法の区分 …… １－５－29
２－６　二重締切りの幅 …… １－５－30
２－７　外側鋼矢板、タイロッドおよび腹越しの設計 …… １－５－30
２－８　締切りの天端高 …… １－５－32

第３節　二重締切り工法（自立式） …… １－５－33
３－１　定義 …… １－５－33
３－２　選定の基準 …… １－５－33
３－３　締切りの構造 …… １－５－33
３－４　仮設鋼材の許容応力度 …… １－５－35
３－５　各部の名称 …… １－５－36
３－６　外力および荷重の計算 …… １－５－36
３－７　安定に対する検討 …… １－６－40
３－８　鋼矢板の設計 …… １－５－44

第４節　路面覆工 …… １－５－46
４－１　定義 …… １－５－46
４－２　各部の名称 …… １－５－46
４－３　荷重 …… １－５－47
４－４　覆工受桁 …… １－５－47

第５節　仮　　橋 …… １－５－50
５－１　定義 …… １－５－50
５－２　仮橋の分類 …… １－５－50
５－３　設計のための事前調査 …… １－５－50
５－４　荷重 …… １－５－50
５－５　許容応力度 …… １－５－52
５－６　設計基本事項 …… １－５－52
５－７　使用部材 …… １－５－54
５－８　覆工受げたの設計 …… １－５－55
５－９　たわみ …… １－５－56
５－10　けた受けの設計 …… １－５－56
５－11　ボルトの設計 …… １－５－57
５－12　斜材・水平継材の設計 …… １－５－58
５－13　高欄 …… １－５－60
５－14　床版 …… １－５－60
５－15　杭の設計 …… １－５－60
５－16　橋台の設計 …… １－５－64

第５章　仮設工

第１節　共通事項

１－１　本章で扱う仮設構造物

１　土留め

陸上部で地下構造物等を築造するときに掘削部分を締切って土砂の崩落防止のために設ける仮設構造物であり本マニュアルでは

ａ　親杭横矢板工法

ｂ　鋼矢板工法　――――「締切り」にも適用

ｃ　地中連続壁工法

を扱う。

２　締切り

水中部及び地下水の存在する陸上部で構造物等を築造するときに締切っておもに土圧、または水圧もしくはその両方に抵抗させるために設ける仮設構造物であり、本マニュアルでは

ａ　鋼矢板工法　――――「土留め」にも適用

ｂ　二重締切り工法

を扱う。

３　路面覆工

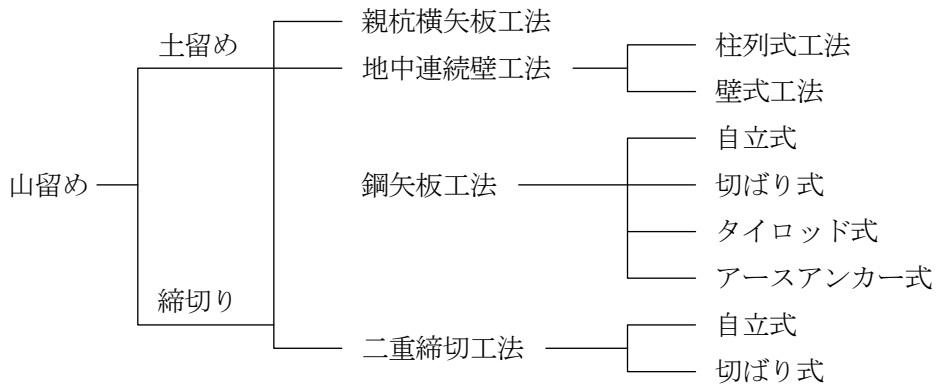
路上交通を確保し、道路下で工事を行なうときに覆工板を敷いた仮設構造物である。

４　仮橋

橋脚にH型鋼等を用い、床板に覆工板を敷いて交通の用に供する仮橋であり、工事専用仮橋及び一般交通に供する仮橋を扱う。

（解　説）

山留めを分類とすると次のとおりである。



（注）二重締切り工法　（自立式）とは河川堤防を開削する工事において、堤防のかわりに二重締切りを自立させる構造をいう。

二重締切り工法(切りばり式) とは河川などの中に橋脚等を築造するさいの仮締切りとして止水性、剛性の大きい二重締切りで行ないその内側に腹起し、切ばりを設置する構造をいう。

道路土工
仮設構造物
工指針
1－3

１－２　設計のための事前調査・検討

道路土工
仮設構造
物工指針
1－2

調査にあたっては、原則として次の事項について行うものとする。

１．地盤の調査
２．地形に関する調査
３．周辺構造物に関する調査
４．地下埋設物に関する調査
５．環境保全に関する調査

（解　説）

仮設構造物は、工事中に用いられ工事完了後は撤去されるものであり、本体構造物構築のため一次的に必要なものであるという観点からともすれば軽視されがちであったが、軟弱地盤地帯、家おく連たん地区、山岳地帯等その施工環境によっては極めて重要であることを認識し、計画・設計・施工にあたっては十分な事前調査・検討を行なう必要がある。

(1)　地形に関する調査

地形に関する調査は以下について行なうものとする。

１．地形状況
２．工事用地の状況
３．河川、湖沼等の状況
４．資材運搬経路の有無

（解　説）

地形状況の調査は、文献や地図等の既存資料および現地踏査等により、地表面の高低差等を調査するものである。この調査によって、地層構成が単純であるか複雑であるか、施工上問題となるような土質・地下水が予想されるか否かなどの概略の地盤状況についても知ることができる。

道路土工
仮設構造
物工指針
1－2－3(1)

施工にあたって、建設用重機の待避場所、残土搬出設備の設置場所等の位置が、施工条件を左右する重要な要素となるため、事前にこれらの対象となる用地の位置、広さおよび地権者について十分調査し、用地の確保のために必要な手段を講じておく必要がある。掘削規模が大きい場合は、工期が長期化するため、使用期間が長くなることや、市街地中心部付近では用地確保が難しいことが多いため十分留意する。

河川、湖沼等の状況調査は、これに近接して施工する場合や、地下水処理の放流先として利用する場合等に、これらの水文や、舟航、利水状況等を調査することであり、施工の難易度、環境への影響を把握するものである。

使用する機械および資材の現場までの運搬経路ならびに現場内の小運搬経路について、道路の幅員、曲がり角の状態、交通費、橋梁等の制限荷重および通行規制の有無、また海上、河川においては、航行の難易、制限条件等の調査が必要である。また、現場内においてはトラフィカビリティ等より判断して、搬入および搬出の手法を講じておく必要がある。

(2)　地質・土質・地下水に関する検討

地質・土質・地下水に関する検討は以下について行なうものとする。

1．地表近くの地層の支持力
2．掘削する土の性質
3．地下水位の高さ
4．湧水量

(解　説)

仮設構造部を設計するために必要な調査は、本体構造物の調査とは重点の置き方が多少異なり、地表近くの地層の力学的性質・地下水の高さ・湧水量などが重要な検討事項となる。

特に軟弱地盤における仮設構造物の設計にあたっては、施工実績等を含め調査する必要がある。また、安全な施工を確保するため、「 建設工事公衆災害防止対策要綱」に次のように規定されている。

（土質調査）

第 42　起業者は、重要な仮設工事を行う場合においては、既存の資料等により工事区域の土質状況を確認するとともに、必要な土質調査を行い、その結果に基づいて土留工の設計、施行方法等の検討を行うものとする。

（軟弱地盤対策）

第 47　起業者又は施工者は、掘削基盤付近の地盤が沈下、移動又は隆起するおそれがある場合においては、土留壁の根入れ長の増加、底切りばりの設置、地盤改良等適切な措置を講じるとともに、工程及び工法についても安全が確保できるよう配慮しなければならない。

(3)　周辺構造物に関する調査

周辺構造物に関する調査は以下について行なうものとする。

1．基礎の根入れ深さ
2．基礎形式
3．仮設構造物と既設構造物の相互関係
4．荷重の相互影響
5．工事によって地下水位の低下が予想される場合には、地下水位の低下による周辺地盤の圧密沈下の程度

(解　説)

周辺構造物の調査、検討にあたっては、大別して二つのタイプに分類することができる。一つは民家、学校、病院などであり、もう一つは、橋台、橋脚、擁壁などである。

民家、学校、病院などに近接して仮設構造物を施工する場合には、近隣構造物が設置されている地質、基礎構造について特に留意した調査が必要であり、仮設構造物施工中もしくは施工後において問題が惹起しないよう対策を講じておくとともに、仮に問題が起きた場合にも対処できるような調査、検討を行っておく必要がある。

橋台などに近接して仮設構造物を施工する場合には、既設構造物がどのように設計、施工され現在どのような状態になっているかを調査することと、仮設構造物の施工が既設構造物に及ぼす影響を考慮する必要がある。

次に仮設構造物構築時に近隣構造物への影響度についての目安を示す。

また、近隣程度を詳細に判定する必要がある場合は「土木研究所資料集第2009号・近隣基礎設計施工要領（案）」の判定方法を参考にすると良い。

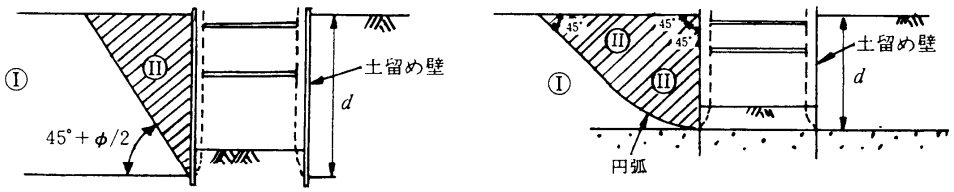


図５－１－１　土留め壁のたわみ変形に起因する影響範囲

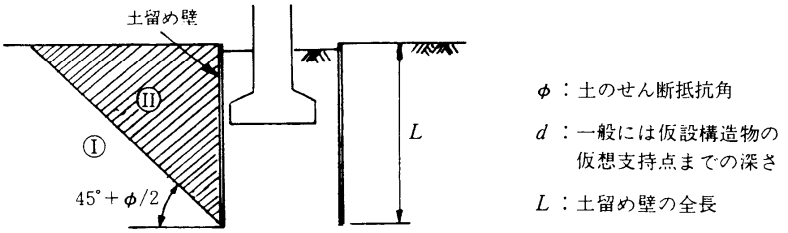


図５－１－２　土留め壁の引抜きを行う場合の影響範囲

ここで、図中のⅠ、Ⅱは既製構造物と仮設構造物の近隣程度を工学的に表わしたものでⅠは仮設構造物の施工による地盤変位の影響が及ばないと考えられる範囲、Ⅱは仮設構造物の施工による地盤変位の影響が及ぶと考えられる範囲で、既設構造物がこの範囲にある場合は適切な対策工法を実施すると同時に施工中における既設構造物、周辺地盤、仮設構造物等の変位、変形の観測を行わなければならない。

(4)　地下埋設物に関する検討

地下埋設物に関する検討は以下について行なうものとする。

１．地下埋設物の位置
２．地下埋設物の規模
３．地下埋設物の構造
４．地下埋設物の老朽度

土木工事
仮設計画
ｶﾞｲﾄﾞﾌﾞｯｸ(I)
1.2.1(2)

（解　説）

土留め杭や鋼矢板は、構造物の基礎がしめる部分より外側に打たれるため、埋設物に関する調査では仮設構造物の規模も考慮する必要がある。過去において土留H杭や鋼矢板の打込時にガス管や水道管を破損し大事故となり付近の住民にも被害をおよぼした例や、既設構造物に近接して土留め杭や鋼矢板を打設したり掘削して既設の構造物を傾斜させたり沈下を生ぜしめた事故等を経験しており、これらの事故を完全に防ぐためにも必要な調査である。これらの調査は形式決定の前に埋設物や近接構造物の所有者の台帳、並びに構造図

で調査することはもちろん、不明確な場合には試掘等の現地調査を行なうものとする。

また、施工にあたっては、「 建設工事公衆災害防止対策要領」に規定されている各条項を遵守しなければならない。

(5) 環境保全に関する検討

家おく連たん地区など、周辺に構造物がある場合は、騒音・振動に対して十分調査・検討しなければならない。

1．地盤沈下

2．地下水

3．騒音・振動

4．建設副産物対策

道路土工
仮設構造物工指針
1－2－3(4)

（解　説）

地盤の状況を事前に確認するとともに、地盤調査資料等により、工事に伴い予測される地盤沈下の範囲とその程度および影響を事前に検討する。また、自然沈下のみられる地域においては、工事の影響と自然沈下との違いを把握するための調査も行う。施工段階では、必要に応じて適切な対策がとれるよう、地表面や周辺構造物の変状測定を行い、工事の影響による地盤沈下に注意する。

地下水を揚水したり、遮水性の土留め壁を用いて地下水脈を遮断したりすると地下水位を変化させることがある。地下水位の低下は、地盤沈下や周辺の井戸の枯渇をもたらし、周辺住民の生活に大きな影響を与えることもある。また、薬液注入工法を採用する場合には、地下水の水質に影響を及ぼすことがある。したがって、事前に影響が予測される範囲の井戸の位置、深さ、利用状況、水位および水質等を調査するとともに、水位の既設変動および第三者による揚水の有無等を調べ、工事中は地下水の状況に注意する。土留め壁を残置する場合には、それによる地下水への影響についても検討する。なお、地層構成や地下水の状況によって差異はあるが、この調査は、ほかの調査に比べ、かなり広範囲の地域を対象に行う必要がある。

工事による騒音・振動に関しては、市街地では各種の規制が実施されており、学校、病院等の公共施設の周辺では、特に厳しく制限されている。したがって、規制の有無および内容を熟知しておくとともに、これらの公共施設の状況を調査する。さらに、施工段階では騒音・振動の計測を行い、周辺環境への影響を把握する。

工事により発生する建設副産物については、関連法規を事前に熟知するとともに、発生抑制・再利用および適正処理を考慮し処理方法等の検討を行う。

１－３　土質定数

１　土の単位体積重量

仮設構造物設計に用いる土の単位体積重量は原則として土質試験の結果による。十分な資料がない場合には表５－１－１を参考にしてよい。

表５－１－１　土の湿潤単位体積重量　(kN(m³tf/m³)

土　　質	密なもの	ゆるいもの
礫　質　土	２０（2.0）	１８（1.8）
砂　質　土	１９（1.9）	１７（1.7）
粘　性　土	１８（1.8）	１４（1.4）

慣用法に用いる土圧を設定する場合の地下水位以下にある土の水中単位体積重量は、土の飽和状態と湿潤状態の単位体積重量の差を 1.0kN/m³（0.1tf/m³）と想定し、土の湿潤単位体積重量から 9.0kN/m³(0.9tf/m³)を差し引いた値を用いてよい。

ボイリングの検討において、地盤の有効重量を計算する場合の土の水中単位体積重量は、水の単位体積重量をγ_w=10.0kN/m³(1.0tf/m³)(ただし、海水を考慮する場合は、γ_w=10.3kN/m³(1.03tf/m³)として湿潤単位体積重量から差し引いた値とする。)

埋戻し土の単位体積重量は、その材料および締固め方法により異なるため、実重量を用いることを原則とするが、土圧算定時の目安としては、 γ = 18kN/㎥（1.8tf/㎥）を用いてよい。

２　砂質土の強度定数

砂質土のせん断抵抗角ϕを室内土質試験から求めるためのサンプリングは一般に困難であるため、砂質土のせん断抵抗角ϕはN値からの換算式を用いて求めてもよい。

ϕとN値の換算式は、式（５－１－１）を用いてよい。

$$\phi = \sqrt{15N}+15 \leqq 45^\circ \quad (\text{ただし } N > 5) \cdots\cdots\cdots\cdots (５－１－１)$$

砂質土の粘着力は設計上一般に無視する場合が多いが、固結した洪積砂層および洪積砂礫層の場合、数 10kN/m³ の粘着力が認められることがある。このような洪積砂質土層では、当該地域における既往の試験結果等を基に土圧評価おいて粘着力を考慮してもよい。

３　粘性土の強度定数

粘性土の粘着力cは、乱さない試料を採取し、非圧密非排水状態での三軸圧縮試験から求めることが望ましい。ただし、沖積層の粘性土は、一般に一軸圧縮試験から求められた一軸圧縮強度q_uとの間に、$c = q_u/2$ の関係が認められているので、その値を用いてよい。 室内土質試験等の十分な資料がない場合には表５－１－２に示した値を用いてよい。沖積層の粘性土地盤では、深さ方向に粘着力の増加が見られるため、設計定数の設定にあたっては、十分に地盤状況を把握する必要がある。

表５－１－２　粘性土の粘着力とＮ値の関係

硬さ	非常に軟らかい	軟らかい	中　位	硬　い	非常に硬　い	固結した
N値	２以下	２～４	４～８	８～15	15～30	30 以上
粘着力 c (kN/㎡(tf/㎡))	12 以下 (1.2 以下)	12～25 (1.2～2.5)	25～50 (2.5～5.0)	50～100 (5.0～10)	100～200 (10～20)	200 以上 (20 以上)

（解　説）

(1)　１について……設計対象土層が明らかに沖積粘土もしくはシルト層と判定出来る場合には、その単位体積重量をγ＝16kN/m^3 (1.6tf/m^3)とする。

１－４　荷　　重

(1)　荷重の種類

土留めによる仮設構造物の設計にあたっては以下の荷重を考慮する。

１．死　荷　重
２．活　荷　重
３．衝　　撃
４．土圧および水圧
５．温度変化の影響
６．その他の荷重

道路土工
仮設構造
物工指針
2－3－1

（解　説）

・水圧は、地下水位が低いとき、排水が十分に行なわれる場合は無視できる。
・地震力については、無視する。

表５－１－３　荷重の組合せ

			死荷重	活荷重	衝 撃	土 圧	水 圧	温度変化の影響	その他
土留め	土留め壁	根入れ長				○	○		必要に応じて考慮
		支 持 力	○	○	○				
		断　　面	○	○	○	○	○		
	腹 起 し	断　　面				○	○	○注)	
	切 ば り	断　　面				○	○	○	
	火 打 ち	断　　面				○	○	○	
路面覆工・仮桟橋	覆工受げたけた受け	断　　面	○	○	○				
		たわみ		○					
	中間杭支持杭	支 持 力	○	○	○				
		断　　面	○	○	○				

注）腹起しの計算に軸力を考慮する場合

(2)　死　荷　重

死荷重の算出に用いる単位体積重量は材料の実重量とする。ただし、個々の重量が不明の場合は表５－１－４の値を用いてよい。

道路土工
仮設構造
物工指針
2－3－2

表５－１－４　材料の単位体積重量 (kN/m³(tf/m³))

材　　料	単位体積重量	材　　料	単位体積重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77　(7,850)	セメントモルタル	21　(2,150)
鋳　　鉄	71　(7,250)	木　　材	8.0(　800)
鉄筋コンクリート	24.5(2,500)	アスファルト舗装	22.5(2,300)
コンクリート	23　(2,350)		

覆工板の単位重量として次の値を用いてよい。

表５－１－５　覆工板の重量

種　　類	単位面積当たりの重量	
	長さ　２ｍ	長さ　３ｍ
鋼　　製	2.0kN/㎡ (200kgf/㎡)	2.0kN/㎡ (200kgf/㎡)
鋼　　製 (ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装付)	2.5kN/㎡ (250kgf/㎡)	2.6kN/㎡ (260kgf/㎡)
鋼・ｺﾝｸﾘｰﾄ合成	2.8kN/㎡ (280kgf/㎡)	3.3kN/㎡ (330kgf/㎡)

(3)　活　荷　重

仮設構造物に作用する活荷重としては、自動車荷重、群集荷重および建設用重機等の荷重を考慮する。また、このほか道路上の工事では換算自動車荷重として仮設構造物の範囲外に上載荷重を考慮する必要がある。活荷重の一般的な載荷重状況を図５－１－３に示す。

道路土工
仮設構造
物工指針
2－3－3

(解　説)

活荷重の載荷状態は図５－１－３の如くする。

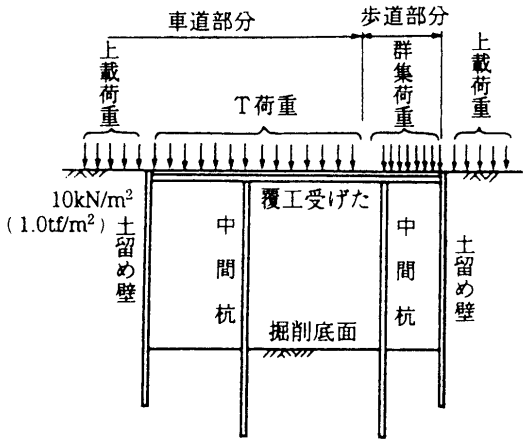


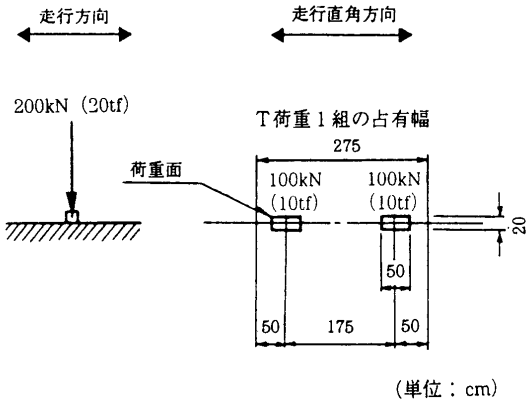
図５－１－３　活荷重の載荷状況

仮設構造物の付近に大きな建造物がある場合はその影響を考慮しなければならない。また、仮設用にクレーン等の重機が入る場合は、吊上げ荷重の考慮のうえ設計するものとする。

(4)　自動車荷重等の載荷

１．自動車荷重

自動車荷重は、「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編」 に規定されている図５－１－４のＴ荷重を用いる。Ａ、Ｂ活荷重の適用は道路橋示方書に準拠することを基本に存置期間中の大型車の交通状況等を考え、Ａ、Ｂ活荷重をそれぞれ使い分けるものとする。



（単位：cm）

図５－１－４　Ｔ荷重

２．群集荷重

群集荷重は、「道路橋示方書・同開設Ⅰ共通編」 に準拠し、5.0 kN/㎡（500kgf/㎡）の等分布荷重として歩道部に載荷するものとする。

３．建設用重機の荷重

建設用重機と吊上げ荷重については、その使用状況に応じて考慮する。

４．地表面での上載荷重

土留めの設計においては、仮設構造物の範囲外に原則として 10 kN/㎡（1.0tf/㎡）の上載荷重を考慮する。ただし、自動車、建設用重機および建築物等が特に土留めに近接し、かつ明らかに10kN/㎡（1.0tf/㎡）では危険側と考えられるときは、別途適切な値を考慮しなければならない。

５．その他

仮桟橋等の設計においては、必要に応じて自動車および建設用重機等による水平荷重を考慮する。

自動車の制動および始動等による水平荷重としては鉛直荷重の 10%を、建設用重機の制動、始動および施工中の作業に伴う水平荷重としては、建設用重機自重（作業時には吊り荷重を含む）の 15%を考慮する。

（解　説）

Ｂ活荷重を適用する道路においては、Ｔ荷重によって算出した断面力等に部材の支間長に応じて表５－１－６に示す係数を乗じたものを用いるものとする。ただし、この係数は1.5をこえないものとする。

一方、Ａ活荷重を適用する道路の自動車荷重については、総重量245kN(25tf)の大型車の通行頻度が比較的低い状態を想定していることから、連行荷重を考慮するための表５－１－６の係数は適用しない。なお、支間が15m程度をこえる大規模なもの、また、トラス橋やプレートガーダー橋等、

ほかの構造形式のものについては、設計荷重、設計法を別途考える必要がある。

表５－１－６　設計に用いる係数

部材の支間長 L（m）	$L \leqq 4$	$L > 4$
係　数	１．０	$\dfrac{L}{32} + \dfrac{7}{8}$

(5)　衝　撃

自動車および建設用重機の荷重には衝撃を考慮する。衝撃係数ｉは支間長に関係なく 0.3 とする。

道路土工仮設構造物工指針 2－3－4

（解　説）

「道路橋示方書・同解説Ｉ共通編」では衝撃係数をｉ＝20/(50＋Ｌ)と規定しており、スパンＬ＝４～15mとするとｉ＝0.31～0.37 となる。ｉ＝0.3 とする場合と、ｉ＝0.31～0.37 とする場合では、モーメントにして約２～５％の差であまり影響を与えず、仮設構造物のスパンが限定されているので定数で与えてもさしつかえないと考えられる。したがって衝撃係数はｉ＝0.3 とした。 ただし、覆工板は衝動を直接受けるので衝動係数ｉ＝0.4 とする。

(6)　土圧および水圧

１．慣用法に用いる土圧および水圧

(1)　根入れ長の計算に用いる土圧

土留めの壁の根入れ長の計算に用いる土圧は、式（５－１－２）および式（５－１－３）により算出する。

道路土工仮設構造物指針 2－3－5(1)

$$P_a = K_a(\Sigma\gamma h + q) - 2c\sqrt{K_a} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5-1-2)$$

$$P_p = K_p(\Sigma\gamma h') + 2c\sqrt{K_p} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5-1-3)$$

ここに、P_a ：主働土圧（ｋN/㎡(tf/㎡)）

P_p ：受働土圧（ｋN/㎡(tf/㎡)）

K_a ：着目点における地盤の受働土圧係数

$K_a = \tan^2(45° - \phi/2)$

K_p ：着目点における地盤の受働土圧係数

$K_p = \tan^2(45° + \phi/2)$

ϕ ：着目点における土のせん断抵抗角(度(度))

$\Sigma\gamma h$ ：着目点における主働側の有効土かぶり圧(kN/㎡(tf/㎡))

$\Sigma\gamma h'$ ：着目点における受働側の有効土かぶり圧(kN/㎡(tf/㎡))

γ ：各層の土の湿潤単位体積重量(kN/m³(tf/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(m)）

h’：着目点までの受働側の各層の層厚（m(m)）

q ：地表面での上載荷重（kN㎡(tf/㎡)）

c ：着目点における土の粘着力（kN㎡(tf/㎡)）

ただし、粘性土地盤の主働土圧の下限値は図５－１－５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。ただし、この土圧の下限値には、地表での上載荷重qは考慮しなくてもよい。

図５－１－５　粘性土地盤の主働側圧の考え方

（解　説）

式（５－１－２）で算出した粘性土の主働土圧では、粘着力の効果により計算上土留めに主働土圧が作用しない場合がある。しかし、実際の工事における地表面付近では、土留め壁の打込み等の施工に伴う地盤の乱れや降雨等の影響が考えられるため、粘性土地盤における土圧の下限値として、$P_a=0.3\gamma h$の土圧を規定した。

(2)　断面計算に用いる土圧

土留め壁、腹起し、切ばりの断面計算においては、図５－１－６に示す断面決定用土圧を用いることとする。

(a)　砂質土地盤の土圧分布　　(b)　粘性土地盤の土圧分布

$\bar{\gamma}$：土の平均単位体積重量（kN/m³(tf/m³)）

a, b, c：表５－１－７，表５－１－８による

H：掘削深さ

図５－１－６　断面決定用土圧

表５－１－７　掘削深さHによる係数

5.0m≦H	a＝1
5.0m＞H＞3.0m	$a=\frac{1}{4}(H-1)$

表５－１－８　地質による係数

b	c	
砂　質　土	粘　性　土	
2	$N>5$	4
	$N\leqq 5$	6

（解　説）

砂質土地盤の土圧は長方形分布とし、粘性土地盤の土圧は台形分布とする。

断面決定用土圧は、多数の土圧測定結果を、慣用法に用いることを前提として整理し得られた見掛けの土圧分布である。適用にあたっては次の事項に留意する必要がある。

① 土が過度に攪乱された状態では、土圧は極めて大きくなるため、裏込め土、埋立て土の場合や、施工中に攪乱されると思われる場合は別途検討する。

② 地層が粘性土と砂質土の互層になっている場合は、粘性土の層厚の合計が地表面から仮想支持点までの地盤の厚さの 50%以上の場合は粘性土、50%未満の場合は砂質土の一様地盤と考えてよい。また、地盤種別が粘性土と判定された場合は、粘性土をＮ値で分類し、Ｎ≦５の層厚の合計が 50%以上の場合を軟らかい粘性土、50%未満を硬い粘性土として取り扱う。

③ 土の平均単位体積重量は、地表面から仮想支持点までの間における各層を考慮し図５－１－７のようにして求める。

④ 土留め背面には、地表面での上載荷重としてｑ＝10kN/㎡(1.0tf/㎡)を考慮するが、③で求めた平均単位体積重量$\bar{\gamma}$からｑ/$\bar{\gamma}$（ｍ）の厚さの土層が地表面より上方に存在するものとして図５－１－８のように換算土厚として考慮する。

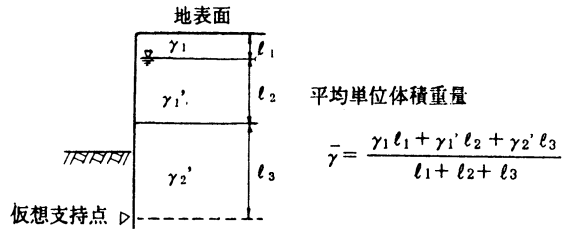


図５－１－７　土の平均単位体積重量の求め方

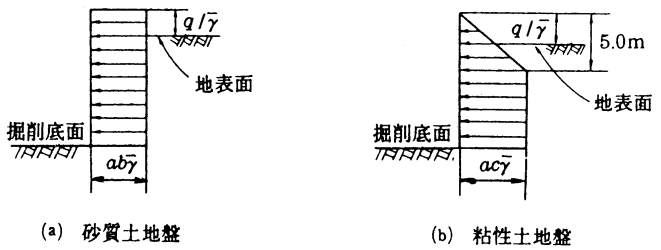


図５－１－８　地表面での上載荷重がある場合の土圧

(3) 水　圧

土留めに作用する水圧は静水圧とし、水圧分布は図５－１－９の△ＡＢＣで表わされる三角形分布とする。

設計水位は一般に水中では設置期間に想定される最高水位とし、陸上では地下水位とする。

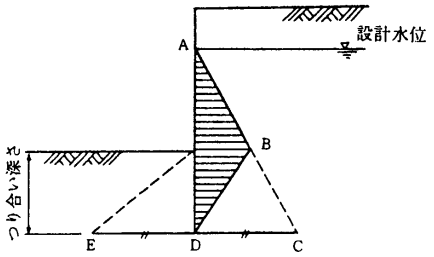


図５－１－９　水圧分布

道路土工
仮設構造
物工指針
2－3－5(2)

２．弾塑性法に用いる土圧および水圧

(1) 静止側圧

土留め壁に作用する静止側圧は式（５－１－４）および式（５－１－５）により算出する。

砂質土の場合　$P_0 = K_{0s}(\Sigma\gamma h - P_{w2}) + P_{w2}$ ……（５－１－４）

粘性土の場合　$P_0 = K_{0c}(\Sigma\gamma h)$ ……（５－１－５）

ここに、P_0 ：静止側圧（kN/㎡(tf/㎡)）

K_{0s} ：着目点における砂質土の静止土圧係数

K_{0c} ：着目点における粘性土の静止側圧係数

$\Sigma\gamma h$ ：着目点における掘削面側地盤の全土かぶり圧（kN/㎡(tf/㎡)）
ただし、地表面より上に水位がある場合は地表面より上の水の重量を含む。

γ ：各層の土の湿潤単位体積重量（kN/m^3(tf/m^3)）

h ：着目点までの各層の層厚（m(m)）

P_{w2} ：着目点における掘削面側の間隙水圧（kN/㎡(tf/㎡)）

砂質土地盤では、地下水位の変動に伴い水圧が変化しやすいこと等から、土圧と水圧を分離し、その合計によって側圧を求めることとした。

砂質土の静止土圧係数はヤーキーの式を用い、式(５－１－６)より算出する。

$$K_{0s} = 1 - \sin\phi \quad \cdots\cdots (５－１－６)$$

ここに、ϕ ：土のせん断抵抗角(度(度))

(解　説)

粘性土地盤では、一般的に、透水係数が小さいため、地下水位が変動して

も粘性土中の水は、しばらくの間保持されるものと考え、土圧と水圧を一体として求めることとした。粘性土の静止側圧係数は、実測値から推定した表５－１－９の値を用いるものとする。

なお､非常に軟弱な地盤では､K_{0c}が表５－１－９に示す0.8より大きくなる場合があるので、K_{0c}の値の決定にあたっては留意する。

表５－１－９　粘性土の静止側圧係数

N値	K_{0c}
$N \geqq 8$	0.5
$4 \leqq N < 8$	0.6
$2 \leqq N < 4$	0.7
$N < 2$	0.8

(2)　背面側主働側圧

土留め壁に背面側から作用する主働側圧は砂質土では式(５－１－７)、粘性土では式（５－１－８）および式（５－１－９）により算出する。

砂質土の場合　$p_a = K_{as}(\Sigma \gamma h + q - p_{w1}) - 2c\sqrt{K_{as}} + p_{w1}$
……（５－１－７）

粘性土の場合

掘削面以浅　$p_a = K_{ac1}(\Sigma \gamma h + q)$　……（５－１－８）

掘削面以深　$p_a = K_{ac1}(\Sigma \gamma h_1 + q) + K_{ac2}(\Sigma \gamma h_2)$…（５－１－９）

ここに、p_a　：主働側圧（kN/㎡(tf/㎡)）

K_{as}　：着目点における砂質土の主働土圧係数

$K_{as} = \tan^2(45° - \phi/2)$

ϕ　：着目点における土のせん断抵抗角(度(度))

K_{ac1}：掘削面以浅での着目点における粘性土の主働側圧係数

K_{ac2}：掘削面以深での着目点における粘性土の主働側圧係数

$\Sigma \gamma h$　：着目点における地盤の全土かぶり圧（kN/㎡(tf/㎡)）

$\Sigma \gamma h_1$：掘削面以浅での着目点における地盤の全土かぶり圧
（kN/㎡(tf/㎡)）

$\Sigma \gamma h_2$：掘削面以深での着目点における掘削面からの地盤の全土かぶり圧（kN/㎡(tf/㎡)）
ただし、地表面より上に水位がある場合は、地表面より上の水の重量を含める。

γ　：各層の土の湿潤単位体積重量（kN/m³(tf/m³)）

h　：着目点までの各層の層厚（m(m)）

h_1　：粘性土地盤における掘削面以浅の各層の層厚（m(m)）

h_2　：粘性土地盤における掘削面以深の着目点までの各層の層

厚（m(m)）

q ：地表面での上載荷重（kN/㎡(tf/㎡)）

p_{w1} ：着目点における間隙水圧（kN/㎡(tf/㎡)）

c ：着目点における土の粘着力（kN/㎡(tf/㎡)）

表５－１－１０　主働側圧係数（粘性土）

N値	K_{ac1}		K_{ac2}
	推定式	最小値	
$N \geqq 8$	$0.5-0.01H$	0.3	0.5
$4 \leqq N < 8$	$0.6-0.01H$	0.4	0.6
$2 \leqq N < 4$	$0.7-0.025H$	0.5	0.7
$N < 2$	$0.8-0.025H$	0.6	0.8

ここに、H：各掘削深さ（m(m)）

（解　説）

主働側圧も静止側圧と同様に、砂質土については土圧と水圧を分離した側圧式を、粘性土については土圧と水圧を一体とした側圧式を用いるものとした。

(3)　掘削面側受働側圧

土留め壁の変位に抵抗する受働側圧は式(５－１－10)により算出する。

$$p_p = K_p(\Sigma\gamma h - p_{w2}) + 2c\sqrt{K_p} + p_{w2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (5-1-10)$$

ここに、p_p ：受働側圧（kN/㎡(tf/㎡)）

K_p ：着目点における地盤の受働土圧係数

$$K_p = \frac{\cos^2\phi}{\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin\phi}{\cos\delta}}\right]^2}$$

ϕ ：着目点における土のせん断抵抗角(度(度))

δ ：土留め壁と地盤との摩擦角(度(度))で、$\delta=\phi/3$ とする。

$\Sigma\gamma h$ ：着目点における地盤の全土かぶり圧（kN/㎡(tf/㎡)）
ただし、地表面より上に水位がある場合は、地表面より上の水の重量を含む。

γ ：各層の土の湿潤単位体積重量（kN/m³(tf/m³)）

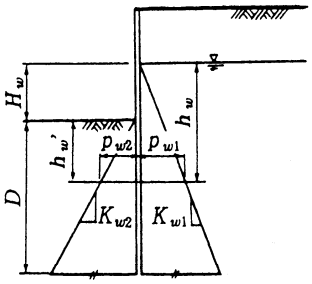
h ：着目点までの各層の層厚（m(m)）

p_{w2} ：着目点における間隙水圧（kN/㎡(tf/㎡)）
ただし、粘性土においては $p_{w2}=0$ とする。

c ：着目点における土の粘着力（kN/㎡(tf/㎡)）

(4)　水　圧

水圧は、現地の調査に基づき設定することを基本とする。ただし、水圧の状況が不明確な場合には、以下のように設定してよい。

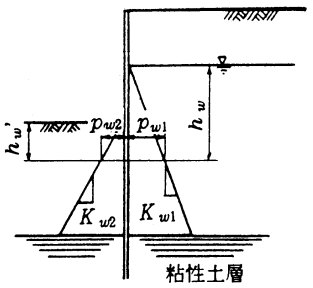


$$i=\frac{Hw}{Hw+2D}$$

$K_{w1}=1-i$　　$p_{w1}=K_{w1}\gamma_w h_w$

$K_{w2}=1+i$　　$p_{w2}=K_{w2}\gamma_w h_w'$

図５－１－10　砂質土地盤の水圧

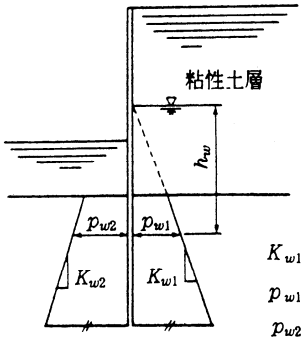


$K_{w1}=K_{w2}=1.0$

$p_{w1}=K_{w1}\gamma_w h_w$

$p_{w2}=K_{w2}\gamma_w h_w'$

図５－１－11　下層地盤に粘性土層がある場合

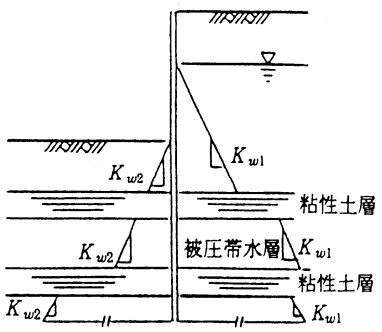


$K_{w1}=K_{w2}=1.0$

$p_{w1}=K_{w1}\gamma_w h_w$

$p_{w2}=p_{w1}$

図５－１－12　上層地盤に粘性土層がある場合



$K_{w1}=K_{w2}=1.0$

図５－１－13　互層地盤の場合

(解　説)

砂質土地盤における間隙水圧は、土留め壁先端が透水層の場合には背面側より掘削面側へ地下水が浸透し、土留め壁の下端において背面側と掘削面側で水圧が等しくなると考えらることから、図５－１－10によることとしてよい。

また、図５－１－11および図５－１－12に示すように、下層地盤もしくは上層地盤に粘性土層がある場合の水圧係数K_w（K_{w1}、K_{w2}）は$K_{w1}=K_{w2}=1.0$としてよい。

互層の場合の水圧は、一般的に図５－１－13のような水圧分布が考えられる。

(7)　温度変化

切ばりには、温度変化によって生ずる軸力増加150kN(15tf)を考慮する。

道路土工
仮設構造
物工指針
2－3－6

（解　説）

1）仮設構造物の切ばり反力は、気温1℃上昇するのに11～12.5 kN（1.1～1.25tf）程度増加するとの報告もある。しかし、夏冬の温度差による軸力増加は地盤のクリープによって吸収されると考えられるので、設計に考慮する必要はない。

2）切ばりを兼ねる腹起し部材には、これを考慮する。

3）覆工板がある場合にはこれを無視してよい。

1－5　許容応力度

(1)　許容応力度の設定

ここで規定した許容応力度は、仮設構造物であることを考慮して、道路橋示方書等に規定されている常時の許容応力度を1.5倍した値を標準値として示したものである。したがって、構造物の重要度、荷重条件、設置期間、交通条件等によっては、この値を低減するのがよい。

また、国道などのように交通量が非常に多い迂回路用仮橋の設計においては、許容応力度を25%割増すことが一般的であるが、交通状況供用期間等を考慮し、かつ上記の条件を十分検討した上で定める。

土木工事仮設設計ｶﾞｲﾄﾞﾌﾞｯｸ(Ⅱ) 7.2.2(2)

(2)　鋼材の許容応力度

1）構造用鋼材

一般構造用圧延鋼材（SS400）および溶接構造用圧延鋼材（SM490）の許容応力度は、「道路橋示方書･同解説Ⅱ鋼橋編」の許容応力度を基準とし、これを50%割増したものである。これ以外の鋼種については「道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編」に準拠し、同様に割増すものとする。

道路土工仮設構造物工指針 2－6－2

表５－１－１１　鋼材の許容応力度

(N/mm²(kgf/cm²))

種　　類		SS 400	SM 490
軸方向引張（純断面）		210 (2,100)	280 (2,850)
軸方向圧縮（総断面）		$\ell/r \leqq 18(20)$ 210(2,100) $18 < \ell/r \leqq 92(20 < \ell/r \leqq 93)$ [140－0.82(ℓ/r－18)]×1.5 ([1,400－8.4(ℓ/r－20)]×1.5) $92(93) < \ell/r$ $\left[\frac{1,200,000}{6,700+(\ell/r)^2}\right]\times 1.5$ $\left(\left[\frac{12,000,000}{6,700+(\ell/r)^2}\right]\times 1.5\right)$ ℓ：部材の座屈長さ(mm(cm)) r：断面二次半径(mm(cm))	$\ell/r \leqq 16(15)$ 280(2,850) $16 < \ell/r \leqq 79(15 < \ell/r \leqq 80)$ [185－1.2(ℓ/r－16)]×1.5 ([1,900－13(ℓ/r－15)]×1.5) $79(80) < \ell/r$ $\left[\frac{1,200,000}{5,000+(\ell/r)^2}\right]\times 1.5$ $\left(\left[\frac{12,000,000}{5,000+(\ell/r)^2}\right]\times 1.5\right)$ ℓ：部材の座屈長さ(mm(cm)) r：断面二次半径(mm(cm))
曲げ	引張縁（総断面）	210 (2,100)	280 (2,850)
	圧縮縁（総断面）	$\ell/b \leqq 4.5$ 210(2,100) $4.5 < \ell/b \leqq 30$ [140－2.4(ℓ/b－4.5)]×1.5 ([1,400－24(ℓ/b－4.5)]×1.5) ℓ：フランジの固定点間距離(mm(cm)) b：フランジ幅(mm(cm))	$\ell/b \leqq 4.0$ 280(2,850) $4.0 < \ell/b \leqq 30$ [185－3.8(ℓ/b－4.0)]×1.5 ([1,900－38(ℓ/b－4.0)]×1.5) ℓ：フランジの固定点間距離(mm(cm)) b：フランジ幅(mm(cm))
せん断（総断面）		120 (1,200)	160 (1,650)
支圧		315 (3,150)	420 (4,200)
工場溶接部は母材と同じ値を用い，現場溶接部は施工条件を考慮して80%とする。			

注）純断面：欠損部を考慮　総断面：欠損部は考慮しない

2）鋼矢板

鋼矢板の許容応力度は、表５－１－12 の値とする。

表５－１－１２　鋼矢板の許容応力度

(N/mm²(kgf/cm²))

				ＳＹ295	ＳＹ390	軽量鋼矢板
母材部	曲げ引張			270(2,700)	355(3,600)	210(2,100)
	曲げ圧縮			270(2,700)	355(3,600)	210(2,100)
溶接部	良好な施工条件での溶接	突合せ溶接	引張	215(2,200)	285(2,900)	165(1,700)
			圧縮	215(2,200)	285(2,900)	165(1,700)
		溶接すみ肉	せん断	125(1,300)	165(1,700)	100(1,000)
	現場建込み溶接	突合せ溶接	引張	135(1,400)	180(1,800)	110(1,100)
			圧縮	135(1,400)	180(1,800)	110(1,100)
		溶接すみ肉	せん断	80　(800)	100(1,000)	60　(600)

現場溶接部の許容応力度のうち、建込み前に矢板を横にして下向き姿勢で良好な施工条件で溶接が可能な場合は、許容応力度を母材の 80%程度とした。現場建込み溶接とは、先行する矢板を打込んでからそれに接続する矢板を鉛直に建込んだ状態で継手を溶接するもので、変形等の影響が考えられるため、現場溶接部の許容応力度を母材の 50%程度とした。

3）鋼管矢板

鋼管矢板（ＳＫＹ400、ＳＫＹ490）の許容応力度は表５－１－13 の値とする。

表５－１－１３　鋼管矢板の許容応力度

(N/mm²(kgf/cm²))

		ＳＫＹ400	ＳＫＹ490
母材部	引張	210 (2,100)	280 (2,850)
	圧縮	210 (2,100)	280 (2,850)
	せん断	120 (1,200)	160 (1,650)
溶接部		工場溶剤部は母材と同じ値を用い、現場溶接部は施工条件を考慮してその 80%とする。	

4）ＰＣ鋼材

土留めアンカーに用いるＰＣ鋼材の許容引張力は、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」（(社)地盤工学会）に準じ、テンドンの極限荷重の 65%またはテンドンの降伏荷重の 80%のうちいずれか小さい値とする。

5）鉄　筋

鉄筋の許容応力度は直径 51㎜ 以下の鉄筋に対して表５－１－14 の値とする。

表５－１－１４　鉄筋の許容応力度　(N/㎟ (kgf/㎠))

鉄筋の種類	ＲＳ235	ＳＤ295Ａ ＳＤ295Ｂ	ＳＤ345
引　　張	210 (2,100)	270 (2,700)	300 (3,000)
圧　　縮	210 (2,100)	270 (2,700)	300 (3,000)

６）ボルト

普通ボルトおよび高力ボルトの許容応力度は表５－１－15 の値とする。

表５－１－１５　ボルトの許容応力度　(N/㎟(kgf/㎠))

ボルトの種類	応力の種類	許容応力度	備　　考
普通ボルト	せ　ん　断 支　　圧	135 (1,350) 315 (3,150)	ＳＳ400 相当
高力ボルト （Ｆ10Ｔ）	せ　ん　断 支　　圧	285 (2,850) 355 (3,600)	母材がＳＳ400 の場合

(3)　軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材

軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材は、応力度の照査のほか、安定に対する検討が必要である。

道路土工
仮設構造
物工指針
2－6－3

（解　説）

Ｈ形鋼（ＳＳ400）の場合「道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編」の規定に準じ、式（５－１－11）および式（５－１－12）により安定の照査を行うものとする。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}}+\frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}\left(1-\frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)}+\frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}\left(1-\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}}\right)}\leqq 1 \quad \cdots\cdots\cdots (5-1-11)$$

$$\sigma_c+\frac{\sigma_{bcy}}{\left(1-\frac{\sigma_c}{\sigma_{ecy}}\right)}+\frac{\sigma_{bcz}}{\left(1-\frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)}\leqq \sigma_{ca\ell} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5-1-12)$$

ここに、 σ_c：照査する断面に作用する軸方向力による圧縮応力度(N/㎟(kgf/㎠))

σ_{bcy}、 σ_{bcz}：それぞれ強軸および弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度（N/㎟(kgf/㎠)）

σ_{caz}：弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度(N/㎟(kgf/㎠))で、表５－１－11 を用いる。ただし、$b'\leqq 13.1t'$ とする。

σ_{bagy}：局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度(N/㎟(kgf/㎠))で、表５－１－11 を用いる。ただし、$2Ac\geqq Aw$ とする。

(Ac：圧縮フランジの総断面積(㎠)、Aw：ウェブの総断面積(㎠)図５－１－14 参照)

σ_{bao}：局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値で、210N/㎟(2,100kgf/㎠)とする。

Σ_{cal}：圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度で、210N/㎟(2,100kgf/㎠)とする。ただし、$b' \leqq 13.1t'$とする。

σ_{eay}、σ_{eaz}：それぞれ強軸および弱軸まわりのオイラー座屈応力度(N/㎟(kgf/㎠))

$$\sigma_{eay} = 1,200,000 \Big/ \left(\frac{L'}{r_y}\right)^2 \quad \left(\sigma_{eay} = 12,000,000 \Big/ \left(\frac{L'}{r_y}\right)^2\right)$$

$$\sigma_{eaz} = 1,200,000 \Big/ \left(\frac{L'}{r_z}\right)^2 \quad \left(\sigma_{eaz} = 12,000,000 \Big/ \left(\frac{L'}{r_z}\right)^2\right)$$

L'：材料両端の支店条件より定まる有効座屈長(㎜(㎝))で、強軸および弱軸でそれぞれ考慮する。

r_y、r_z：それぞれ強軸および弱軸まわりの断面二次半径(㎜(㎝))

b'、t'：図５－１－14 参照。

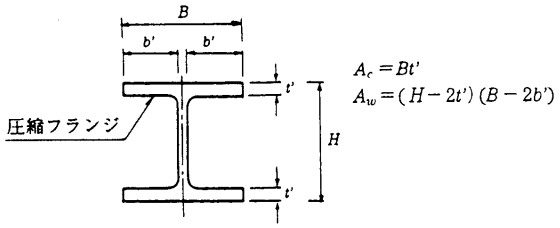


図５－１－１４　b'、t'のとり方

(4)　コンクリートの許容応力度

1）気中コンクリート

道路土工仮設構造物工指針 2－6－4

大気中で施工する鉄筋コンクリート部材の許容応力度は表５－１－16 の値とする。

表５－１－１６　大気中で施工するコンクリートの許容応力度

(N/㎟(kgf/㎠))

応力度の種類 ＼ コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck})		21 (210)	24 (240)	27 (270)	30 (300)
許容圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	10.5 (105)	12.0 (120)	13.5 (135)	15.0 (150)
	軸圧縮応力度	8.0 (80)	9.5 (95)	11.0 (110)	12.5 (125)
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合(Ta1)	0.33 (3.3)	0.35 (3.5)	0.36 (3.6)	0.38 (3.8)
	斜め引張鉄筋を協同してせん断力を負担する場合(Ta2)	2.40 (24.0)	2.55 (25.5)	2.70 (27.0)	2.85 (28.5)
許容付着応力度	丸鋼	1.05 (10.5)	1.20 (12.0)	1.27 (12.7)	1.35 (13.5)
	異形棒鋼	2.10 (21.0)	2.40 (24.0)	2.55 (25.5)	2.70 (27.0)

（解　説）

コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度　$\tau a1$ は、部材断面の有効高の影響、引張主鉄筋比の影響、および軸方向圧縮力の影響を考慮して補正する。この補正の考え方については、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」に準じるものとする。

2）水中コンクリート

地中連続壁のように水中で施工するコンクリートの許容応力度は表５－１－17 の値とする。

表５－１－１７　泥水置換工法によるコンクリートの許容応力度

（N/mm^2(kgf/cm^2)）

コンクリートの呼び強度		30(300)	35(350)	40(400)
水中コンクリートの設計基準強度(σ_{ck})		24(240)	27(270)	30(300)
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	12.0(120)	13.5(135)	15.0(150)
	軸圧縮応力度	9.5(95)	11.0(110)	12.5(125)
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合(Ta1)	0.35(3.5)	0.36(3.6)	0.38(3.8)
	斜め引張鉄筋を共同してせん断力を負担する場合(Ta2)	2.55(25.5)	2.70(27)	2.85(28.5)
付着応力度(異形棒鋼)		1.8(18)	1.9(19)	2.1(21)

（解　説）

コンクリートの配合は単位セメント量 350 kg/m^{3}以上、水セメント比 55%以下、スランプ 15～21 cmとし、標準養生の供試体の材令 28 日における圧縮強度は 30N/mm^2(300kgf/cm^2)以上とする。

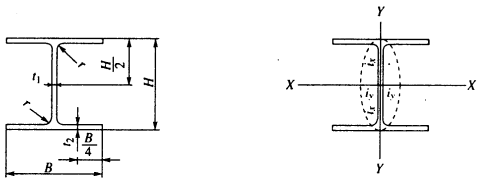
なお、鉄筋かご挿入後、ベントナイト溶液の濃度が 10%をこえる場合には、別途検討しなければならない。

１－６　材　料

土留めの材料としては、設計諸元を満足するものとし、かつ入手が容易なものを使用するのを原則とする。

（参考資料－１）仮設用鋼材の断面性能表

(1)　H形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

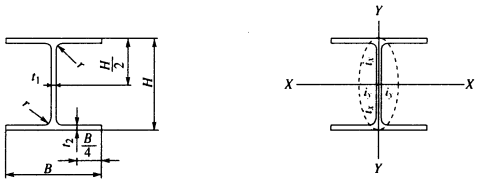


（広幅系列）　　（JIS G 3192-1994）より抜粋

標準断面寸法mm					断面積 cm²	単位質量 kg/m	断面二次モーメント cm⁴		断面二次半径 cm		断面係数 cm³	
呼称寸法〔高さ×辺〕	$H \times B$	t_1	t_2	r			I_x	I_y	i_x	i_y	Z_x	Z_y
100×100	100×100	6	8	8	21.59	16.9	378	134	4.18	2.49	75.6	26.7
125×125	125×125	6.5	9	8	30.00	23.6	839	293	5.29	3.13	134	46.9
150×150	150×150	7	10	8	39.65	31.1	1,620	563	6.40	3.77	216	75.1
175×175	175×175	7.5	11	13	51.42	40.4	2,900	984	7.50	4.37	331	112
200×200	※200×200	8	12	13	63.53	49.9	4,720	1,600	8.62	5.02	472	160
250×250	※250×250	9	14	13	91.43	71.8	10,700	3,650	10.8	6.32	860	292
300×300	※300×300	10	15	13	118.4	93.0	20,200	6,750	13.1	7.55	1,350	450
350×350	※350×350	12	19	13	171.9	135	39,800	13,600	15.2	8.89	2,280	776
400×400	·400×400	13	21	22	218.7	172	66,600	22,400	17.5	10.1	3,330	1,120
	·414×405	18	28	22	295.4	232	92,800	31,000	17.7	10.2	4,480	1,530
	·428×407	20	35	22	360.7	283	119,000	39,400	18.2	10.4	5,570	1,930
	·458×417	30	50	22	528.6	415	187,000	60,500	18.8	10.7	8,170	2,900
	·498×432	45	70	22	770.1	605	298,000	94,400	19.7	11.1	12,000	4,370
JIS規格外品												
500×500	·502×475	25	25	26	356.3	280	157,000	44,700	21.0	11.2	6,270	1,880
	·500×500	25	25	26	368.3	289	163,000	52,200	21.0	11.9	6,520	2,090

（注）1．上記の材料は主に使用されているものを示す。
2．※印はリース材として扱われているものを示す。
3．·印の寸法は，はん（汎）用品でないものを示す。

(2)　H形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

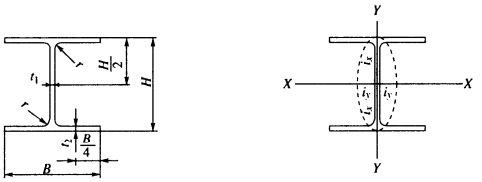


（中幅系列）　　（JIS G 3192-1994）より抜粋

標準断面寸法mm					断面積 cm²	単位質量 kg/m	断面二次モーメント cm⁴		断面二次半径 cm		断面係数 cm³	
呼称寸法〔高さ×辺〕	$H\times B$	t_1	t_2	r			I_x	I_y	i_x	i_y	Z_x	Z_y
150×100	※148×100	6	9	8	26.35	20.7	1,000	150	6.17	2.39	135	30.1
200×150	194×150	6	9	8	38.11	29.9	2,630	507	8.30	3.65	271	67.6
250×175	244×175	7	11	13	55.49	43.6	6,040	984	10.4	4.21	495	112
300×200	294×200	8	12	13	71.05	55.8	11,100	1,600	12.5	4.75	756	160
350×250	340×250	9	14	13	99.53	78.1	21,200	3,650	14.6	6.05	1,250	292
400×300	390×300	10	16	13	133.2	105	37,900	7,200	16.9	7.35	1,940	480
450×300	440×300	11	18	13	153.9	121	54,700	8,110	18.9	7.26	2,490	540
500×300	488×300	11	18	13	159.2	125	68,900	8,110	20.8	7.14	2,820	540
600×300	588×300	12	20	13	187.2	147	114,000	9,010	24.7	6.94	3,890	601
	※594×302	14	23	13	217.1	170	134,000	10,600	24.8	6.98	4,500	700
700×300	※700×300	13	24	18	231.5	182	197,000	10,800	29.2	6.83	5,640	721
800×300	800×300	14	26	18	263.5	207	286,000	11,700	33.0	6.67	7,160	781
900×300	・890×299	15	23	18	266.9	210	339,000	10,300	35.6	6.20	7,610	687
	900×300	16	28	18	305.8	240	404,000	12,600	36.4	6.43	8,990	842
JIS規格外品												
	・918×303	19	37	28	391.3	307	542,000	17,200	37.2	6.63	11,800	1,140

（注）1．上記の材料は主に使用されているものを示す。
2．※印はリース材として扱われているものを示す。ただし，地域によっては保有していないものもある。
3．・印の寸法は，はん（汎）用品でないものを示す。

(3)　H形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

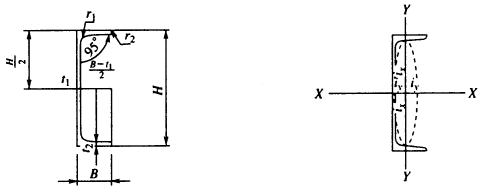


（細幅系列）　　（JIS G 3192-1994）より抜粋

標準断面寸法mm					断面積 cm²	単位質量 kg/m	断面二次モーメント cm⁴		断面二次半径 cm		断面係数 cm³	
呼称寸法〔高さ×辺〕	$H\times B$	t_1	t_2	r			I_x	I_y	i_x	i_y	Z_x	Z_y
100×50	100×50	5	7	8	11.85	9.30	187	14.8	3.98	1.12	37.5	5.91
150×75	150×75	5	7	8	17.85	14.0	666	49.5	6.11	1.66	88.8	13.2
175×90	175×90	5	8	8	22.90	18.0	1,210	97.5	7.26	2.06	138	21.7
200×100	200×100	5.5	8	8	26.67	20.9	1,810	134	8.23	2.24	181	26.7
250×125	250×125	6	9	8	36.97	29.0	3,960	294	10.4	2.82	317	47.0
300×150	300×150	6.5	9	13	46.78	36.7	7,210	508	12.4	3.29	481	67.7
350×175	350×175	7	11	13	62.91	49.4	13,500	984	14.6	3.96	771	112
400×200	400×200	8	13	13	83.37	65.4	23,500	1,740	16.8	4.56	1,170	174
450×200	450×200	9	14	13	95.43	74.9	32,900	1,870	18.6	4.43	1,460	187
500×200	500×200	10	16	13	112.2	88.2	46,800	2,140	20.4	4.36	1,870	214
600×200	600×200	11	17	13	131.7	103	75,600	2,270	24.0	4.16	2,520	227

（注）1．上記の材料は主に使用されているものを示す。

(4)　溝形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

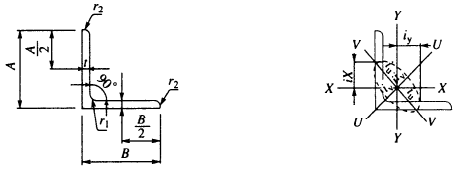


(JIS G 3192-1994) より抜粋

標準断面寸法mm					断面積 cm²	単位質量 kg/m	断面二次モーメント cm⁴		断面二次半径 cm		断面係数 cm³	
$H\times B$	t_1	t_2	r_1	r_2			I_x	I_y	i_x	i_y	Z_x	Z_y
150×75	6.5	10	10	5	23.71	18.6	861	117	6.03	2.22	115	22.4
150×75	9	12.5	15	7.5	30.59	24.0	1,050	147	5.86	2.19	140	28.3
180×75	7	10.5	11	5.5	27.20	21.4	1,380	131	7.12	2.19	153	24.3
200×80	7.5	11	12	6	31.33	24.6	1,950	168	7.88	2.32	195	29.1
200×90	8	13.5	14	7	38.65	30.3	2,490	277	8.02	2.68	249	44.2
250×90	9	13	14	7	44.07	34.6	4,180	294	9.74	2.58	334	44.5
250×90	11	14.5	17	8.5	51.17	40.2	4,680	329	9.56	2.54	374	49.9
300×90	9	13	14	7	48.57	38.1	6,440	309	11.5	2.52	429	45.7
300×90	10	15.5	19	9.5	55.74	43.8	7,410	360	11.5	2.54	494	54.1
300×90	12	16	19	9.5	61.90	48.6	7,870	379	11.3	2.48	525	56.4
380×100	10.5	16	18	9	69.39	54.5	14,500	535	14.5	2.78	763	70.5
·380×100	13	16.5	18	9	78.96	62.0	15,600	565	14.1	2.67	823	73.6
380×100	13	20	24	12	85.71	67.3	17,600	655	14.3	2.76	926	87.8

(注) 1．上記の材料は，本指針での最小断面以上の部材を示す。
2．・印の寸法は，はん（汎）用品でないものを示す。

(5)　等辺山形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性



(JIS G 3192-1994) より抜粋

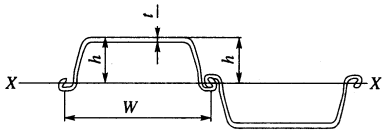
標準断面寸法mm				断面積 cm²	単位質量 kg/m	断面二次モーメント cm⁴			断面二次半径 cm			断面係数 cm³
$A\times B$	t	r_1	r_2			$I_x=I_y$	最大 I_u	最小 I_y	$i_x=i_y$	最大 i_u	最小 i_y	$Z_x=Z_y$
100×100	10	10	7	19.00	14.9	175	278	72.0	3.04	3.83	1.95	24.4
100×100	13	10	7	24.31	19.1	220	348	91.1	3.00	3.78	1.94	31.1
120×120	8	12	5	18.76	14.7	258	410	106	3.71	4.67	2.38	29.5
130×130	9	12	6	22.74	17.9	366	583	150	4.01	5.06	2.57	38.7
130×130	12	12	8.5	29.76	23.4	△67	743	192	3.96	5.00	2.54	49.9
130×130	15	12	8.5	36.75	28.8	568	902	234	3.93	4.95	2.53	61.5
150×150	12	14	7	34.77	27.3	740	1,180	304	4.61	5.82	2.96	68.1
150×150	15	14	10	42.74	33.6	888	1,410	365	4.56	5.75	2.92	82.6
150×150	19	14	10	53.38	41.9	1,090	1,730	451	4.52	5.69	2.91	103
·175×175	12	15	11	40.52	31.8	1,170	1,860	480	5.38	6.78	3.44	91.8
·175×175	15	15	11	50.21	39.4	1,440	2,290	589	5.35	6.75	3.42	114
·200×200	15	17	12	57.75	45.3	2,180	3,470	891	6.14	7.75	3.93	150
·200×200	20	17	12	76.00	59.7	2,820	4,490	1,160	6.09	7.68	3.90	197
·200×200	25	17	12	93.75	73.6	3,420	5,420	1,410	6.04	7.61	3.88	242
·250×250	25	24	12	119.4	93.7	6,950	11,000	2,860	7.63	9.62	4.90	388
·250×250	35	24	18	162.6	128	9,110	14,400	3,790	7.49	9.42	4.83	519

(注) 1．上記の材料は，本指針での最小断面以上の部材を示す。
2．・印の寸法は，はん（汎）用品でないものを示す。

(6)　U型鋼矢板の形状および断面性能

寸法	寸法			質量		断面積		表面積		断面二次モーメント		断面係数	
	w mm	h mm	t mm	1枚当り kg/m	壁幅1m当り kg/m²	1枚当り cm²	壁幅1m当り cm²/m	1枚当り m²/m	壁幅1m当り m²/m²	1枚当り cm⁴	壁幅1m当り cm⁴/m	1枚当り cm³	壁幅1m当り cm³/m
Ⅱ型	400	100	10.5	48.0	120	61.18	153.0	1.33	1.66	1,240	8,740	152	874
Ⅲ型	400	125	13.0	60.0	150	76.42	191.0	1.44	1.80	2,220	16,800	223	1,340
	400	130	13.0	60.0	150	76.40	191.0	1.45	1.81	2,320	17,400	232	1,340
Ⅳ型	400	170	15.5	76.1	190	96.99	242.5	1.61	2.01	4,670	38,600	362	2,270
V_L型	500	200	24.3	105.0	210	133.8	267.6	1.75	1.75	7,960	63,000	520	3,150

(注) 1．上記の種類はリース材として扱われているもののみを示す。
2．上記以外のものは市場性を考慮して使用する。



(7)　リース加工製品の断面性能

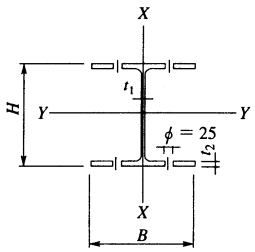
(JIS G 3192-1990)の加工製品

寸法	単位質量 kg/m	断面積 cm²	断面二次モーメント		断面二次半径		断面係数	
$H\times B\times t_1\times t_2$			I_x(cm⁴)	I_y(cm⁴)	i_x(cm)	i_y(cm)	z_x(cm³)	z_y(cm³)
H-200×200×8×12	55	51.53	3,660	919	8.43	4.22	366	92
H-250×250×9×14	80	78.18	8,850	2,860	10.60	6.05	708	229
H-300×300×10×15	100	104.80	17,300	5,900	12.90	7.51	1,150	394
H-350×350×12×19	150	154.90	35,000	12,500	15.10	8.99	2,000	716
H-400×400×13×21	200	197.70	59,000	20,300	17.30	10.10	2,950	1,010

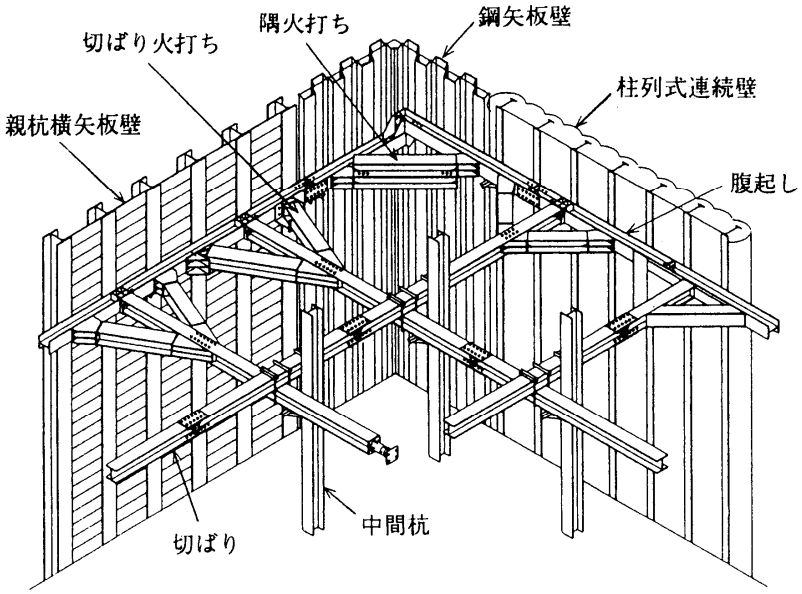
(JIS規格外品)の加工製品

寸法	単位質量 kg/m	断面積 cm²	断面二次モーメント		断面二次半径		断面係数	
$H\times B\times t_1\times t_2$			I_x(cm⁴)	I_y(cm⁴)	i_x(cm)	i_y(cm)	z_x(cm³)	z_y(cm³)
H-500×500×25×25	300	330.80	142,000	45,300	20.70	11.70	5,670	1,810
H-502×475×25×25	300	331.30	143,000	42,200	20.80	11.30	5,700	1,780

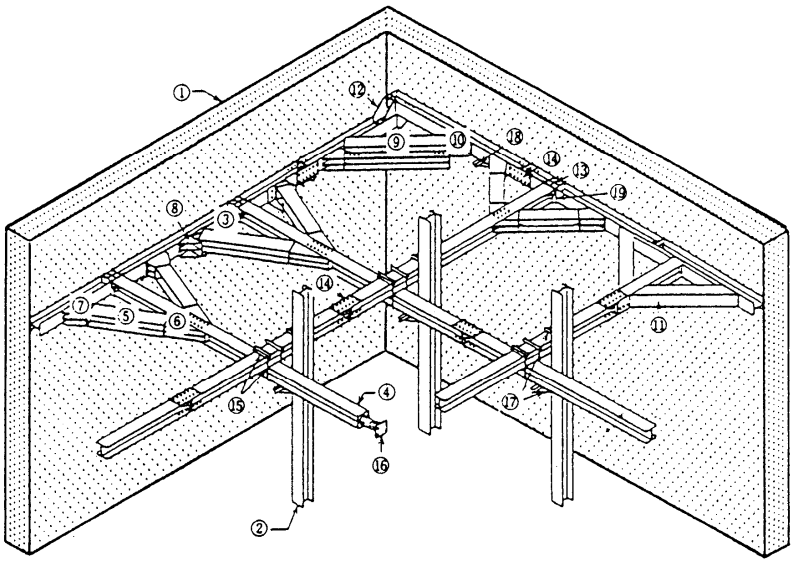
(注) 1．孔の径および位置により断面性能が異なるものもある。
2．上記の材料は，地域によっては保有していないものもある。



（参考資料－２）各部材の名称

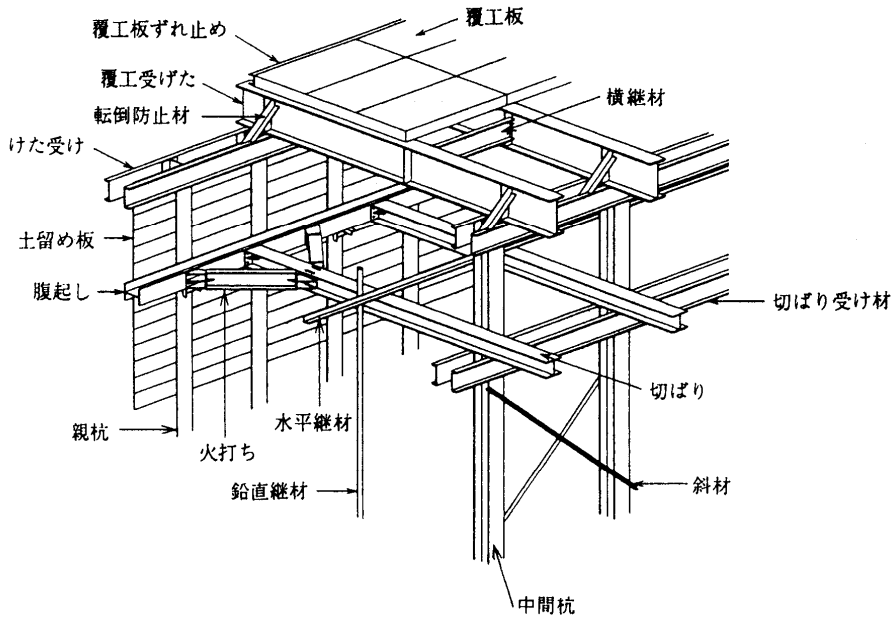


土留め名称図

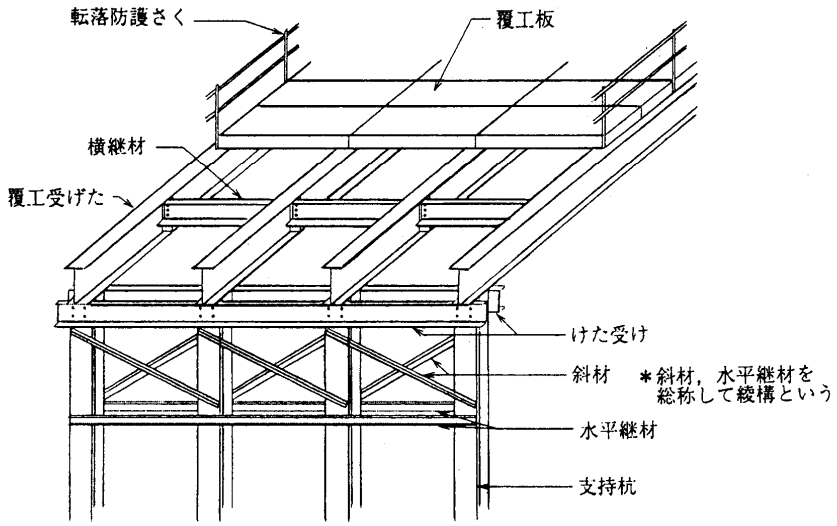


① 土留め壁
② 中間杭
③ 腹起し
④ 切ばり
⑤ 火打ち(切ばり火打ち)
⑥ 火打ち受けピース　30°
⑦ 火打ち受けピース　40°
⑧ コンクリート受け火打ち金物
⑨ 火打ち(隈火打ち)
⑩ 火打ち受けピース　45°
⑪ 火打ちブロック
⑫ 隅部ピース
⑬ 腹起し補強金物
⑭ ジョイントプレート
⑮ 交差部金物・ボルト
⑯ ジャッキ
⑰ 切ばり受け(押え)ブラケット
⑱ 腹起しブラケット
⑲ 腰掛金物

支保工の名称図



路面覆工名称図



仮桟橋名称図

第２節　二重締切り工法（切ばり式）

２－１　定　義

河川、湖沼、海中の中に橋脚等を改造するさいの仮締切として鋼矢板を二重に締切って止水性と剛性を大きくし、その内側（掘削側）に腹起し、切ばりを設置して水圧、土圧に抵抗する工法をいう。

２－２　選定の基準

１．河川内等で水深が深いとき。
２．掘削規模が大きいとき。
３．施工箇所の制約条件など河川管理者から条件を付されたとき。

（解　説）

昭和45年8月17日付け建設省事務次官通達によると「深い水中の仮締切工には一重締切工法を採用しないこと」となっている。

一重締切工法は船舶の衝突、水流、波浪偏圧に対する抵抗力が弱く、矢板のかみ合せが不十分となるおそれがあるので深い水中の仮締切工は二重締切工法を採用しなければならない。しかし河川等の使用条件などから、二重締切の設置ができない場合があるので河川管理者等と充分協議して決めるものとする。

過去に水面から最終掘削面までの深さが16m程度でかつ、軟弱地盤のところに一重締切を施工したところ事故を起こした例がある。二重締切で特異な使われ方をした例として泥土の堆積した池を道路が横断するとき二重締切を施工し擁壁の築造および泥土を置き換えて地盤改良する通路に利用したものがある。

なお、締切部に基岩がある場合に二重締切工を施工することがあるが、本マニュアルの適用外とする。

２－３　仮設鋼材の許容応力度および鋼矢板の断面係数

１．仮設鋼材のうち、鋼矢板の許容応力度は４－６・(1) および断面係は４－６・(3)による。
２．鋼矢板以外の仮設鋼材の許容応力度は１－５・(1)による。
３．タイロッド(ＳＳ400)の許容応力度は 141N/㎜^{2}(1440kgf/㎝^{2})…径 40㎜以下とする。

道路土工
参考資料－7
タイロッドの
許容引張応力度

２－４　各部の名称

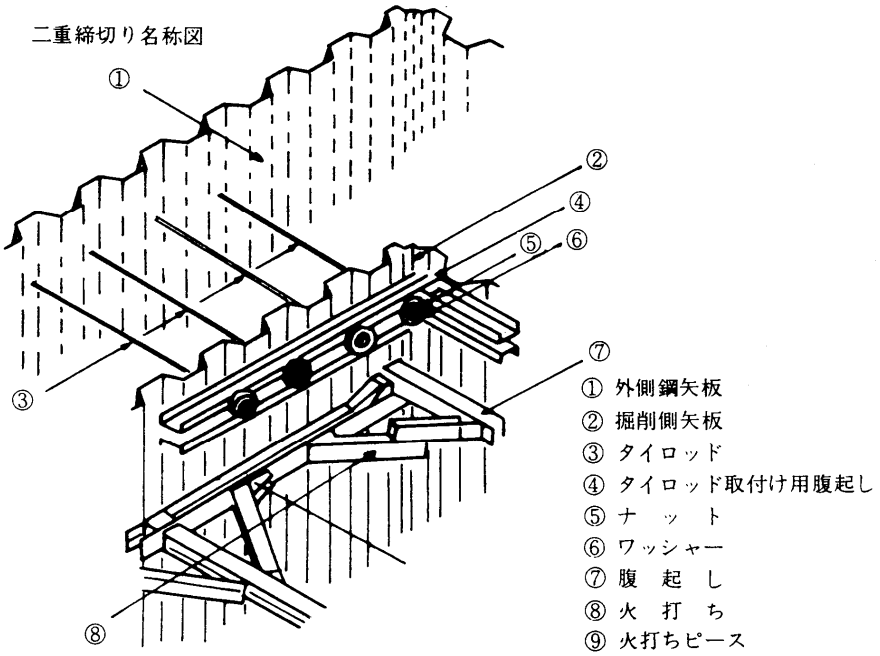


図５－２－１

２－５　設計法の区分

二重締切の鋼矢板根入れ長、断面計算などの設計は次の２通りに分けて行なう。

１．二重締切の掘削側鋼矢板切ばり･腹起しなどは､中詰土砂天端を地盤とする一重締切りに準じて設計する。

２．二重締切りの外側鋼矢板およびタイロッド、腹起しなどは、２－７に規定する方法により設計する。

（解　説）

掘削側は一重締切りに準じ、外側については鋼矢板岸壁と同様な考え方にして下図のように中詰土砂の土圧が両鋼矢板背面に作用するものとして設計する。

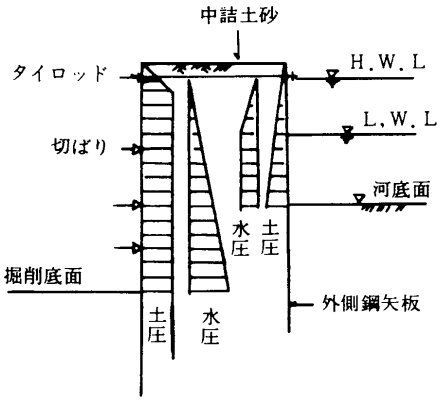


図５－２－２

２－６　二重締切りの幅

二重締切りの内外鋼矢板の中心線は最小２ｍを原則とする。

（解　説）

河川の利用状況や管理上の理由などで制約を受ける場合は、実状に応じて幅を決定しなければならない。

なお、中埋土砂の上を一般の通路として使用する場合は、過載荷重1tf/㎡を載荷する。

又、工事用通路として使用する場合は、重機と積載荷重（吊上げ荷重）を使用状況に応じて算出し、荷重とする。

２－７　外側鋼矢板、タイロッドおよび腹起しの設計

(1)　外側鋼矢板に作用する土圧および水圧

中詰土砂および河底面より下方の土による土圧は主働・受働土圧ともにランキン・レザールの計算式による。

壁体中の水圧を考慮する。

（解　説）

鋼矢板の断面計算も根入れ長の計算も、ランキン・レザールの土圧を用いて行ない、土留めや一重締切の断面計算に用いた土圧は考えないことにした。これは、二重締切りの外側鋼矢板は、切ばりで支えられていないので、切ばりの軸力の測定値を整理してえられた断面計算用の土圧を用いることは、不都合であると考えられるため、他の基準をも参考にして、このように定めたのである。

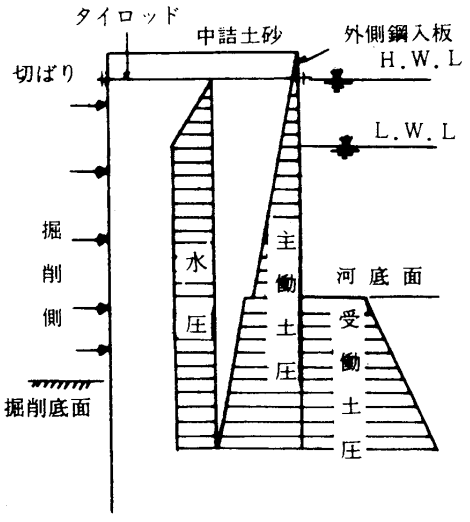


図５－２－３

壁体中の水圧は下式とする。

$$P = \frac{W}{2}\left(\frac{2}{3}h\right)^2$$

Ｐ：壁体中の水圧(tf／m)

Ｗ：水の単位堆積重量(tf／m^3)

ｈ：外水高(m)

壁体内の中詰土砂は壁体の剛性を増す目的と、鋼矢板に作用する土圧をできるだけ軽減する目的のために良質な砂質土を用いることにする。

従って設計に用いる土質定数は１－３の砂質土の単位体積重量、内部摩擦角（φ）は35度程度を用いて設計する。

(2)　外側鋼矢板のつい合い深さ

タイロッド取付点において外側鋼矢板に作用するそれより下方の主働土圧、および水圧による作用モーメントと受働土圧による抵抗モーメントがつり合う状態になるときの河底面以下の深さを、外側鋼矢板のつり合い深さとする。

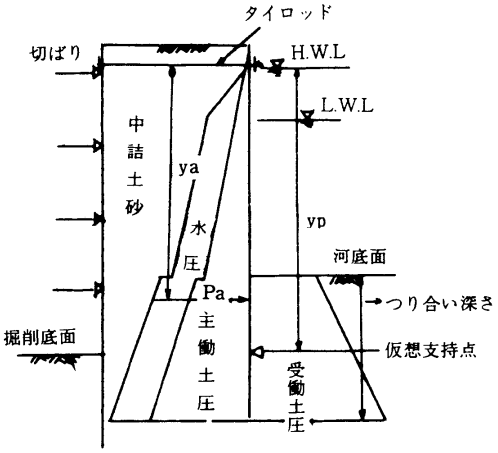


図５－２－４

(3)　外側鋼矢板の仮想支持点

外側鋼矢板の仮想支持点は２－７・(3)により求めるものとする。

(4)　外側鋼矢板の根入れ長の計算

外側鋼矢板の根入れ長は４－７・(2)で求めたつり合い深さの 1.2 倍とする。ただし、最終掘削底面下に少なくとも３ｍは根入れさせなければならない。

(5)　外側鋼矢板の断面計算

外側鋼矢板の断面は、２－７・(1)（外側鋼矢板に作用する土圧および水圧）に示した荷重分布を用い、タイロッド取付点と仮想支持点とを支間とする単純ばりとして計算する。

(6)　タイロッドの断面設計

タイロッドの断面は、河底面より上の中詰土砂の土圧と水圧の和の 1/2 を引張力として作用させて計算する。

（解　説）

外側鋼矢板に作用する中詰土砂によって土圧と水圧は、タイロッドと鋼矢板根入部の受働土圧とによって支持されるが、その割合は土圧の三角形分布を考えると後者によるものの方が大きい。したがって、安全側であることと計算の簡略化を考慮して河底面より上の全作用の 1/2 をタイロッドでとることにした。

(7)　タイロッドの水平間隔と取付け

タイロッドの水平間隔は内外鋼矢板１枚当りの幅を考慮して定めるとともに、１段配置を標準とする。

（解　説）

タイロッドの水平間隔は、内外鋼矢板の幅の倍数で間隔を決めるが、概ね1.6～2.0mの間隔がよい。

取付け高さは、外面矢板の応力を小さくするためにできるだけ低く取付けるのがよいが、止水性も考慮に入れて決める必要がある。

また、２段以上の配置をしても引張力が下方のタイロッドに大きく作用して上のタイロッドは有効に働かないので１段に配置すること。

(8)　タイロッドの材質と断面

タイロッドの材質はＳＳ400、最小径は 28 ㎜を原則とし、断面積はネジ部を考慮した有効断面積とする。

(9)　タイロッド取付用腹起しの計算

腹起しの最大曲げモーメントは次式で計算する。

$$M = \frac{TL}{10}$$

ここに　M：腹越しの最大曲げモーメント((tf.m)kN･m)

T：タイロッドの張力((tf.m)kN･m)

L：タイロッドの取付間隔(m)

２－８　締切りの天端高

河川などにおける締切りの天端高は平水位＋1.0mを標準とする。

（解　説）

この数値は、感潮河川にあっては朔望平均満潮位 ＋1.0m、その他の河川にあっては平水位 ＋1.0mとしたものであるが、これは渇水期に施工することを前提に考えたものである。従って渇水期以外に施工する場合は河相、過去の水位および築造する構造物の重要度に応じて決めなければならない。

この他、河川の管理上や利用上の条件で決められる場合はこれによる。

第３節　二重締切り工法（自立式）

３－１　定　義

河川堤防の開削（部分開削を含む）をともなう工事で、鋼矢板を二重に締切って止水性と剛性を大きくし、鋼矢板は自立させる工法をいう。

（解　説）

出水期（融雪出水等のある地方ではその期間を含む）においては河川堤防の開削を行なわないものとする。ただし、施工期間等から止むを得ないと認められる場合は治水上十分な安全を確保し実施するものとする。

二重締切り（自立式）は、H26 年度に水管理・国土保全局治水課が制定した。「仮締切堤設置基準(案)」によることにし、以下これについて述べる。

３－２　選定の基準

河川堤防にかわる締切りは、下記の各号の一つに該当する場合に設置するものとする。

１．河川堤防を全面的に開削する場合。

２．河川堤防を部分開削するもののうち、堤防の機能が相当に低下する場合

※堤防の機能が相当に低下する場合とは、設計対象水位に対して必要な堤防断面が確保されていない場合をいう。

（解　説）

河川堤防の開削によって洪水又は高潮被害の発生する危険が無い場合は除く。

３－３　締切りの構造

(1)　設計対象水位

設計対象水位は出水期においては計画高水位、非出水期にあっては非出水期間の既往最高水位もしくは過去の最大流量を仮締切設置後の河積で流下させるための水位のうちいずれか高い水位とする。

(2)　平面形状

仮締切りの平面形状は流水の状況、流下能力等に出来るだけ支障をおよぼさないものとする。

(3) 高　さ

仮締切りの高さは出水期にあっては既設堤防高以上とする。非出水期にあっては設計対象水位＋余裕高（河川管理施設等構造令第 20 条に定めるもの）以上とし、背後地の状況、出水時の応急対策等を考慮して決定するものとする。※ここでいう出水時の応急対策とは、台風接近時などに河川水位の上昇に備え、仮締切の上に土のうを設置するなどの対策をいう。

（解　説）

既設堤防高がこれより小なる場合は、既設堤防高とすることができる。

又、小河川等において既往流量資料のとぼしい河川であっては、近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な高さではなければならない。

「河川管理施設等構造令」第 20 条の高さは次のとおりである。

（高　さ）

第 20 条　堤防（計画高水流量を定めない湖沼の堤防を除く。）の高さは、計画高水流量に応じ、計画高水位に次の表の下欄に掲げる値を加えた値以上とするものとする。

表５－３－１

項	1	2	3	4	5	6
計画高水流量（単位 1 秒間につき立方メートル）	200 未満	200 以上 500 未満	500 以上 2,000 未満	2,000 以上 5,000 未満	5,000 以上 10,000 未満	10,000 以上
計画高水位に加える値（単位　メートル）	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	2.0

河川管理施設等構造令 3 章第 20 条

ただし、堤防に隣接する堤内の土地の地盤高（以下「堤内地盤高」という。）が計画高水位より高く、かつ、地形の状況等により治水上の支障がないと認められる区間にあっては、この限りでない。

２．前項の堤防のうち計画高水流量を定める湖沼又は高潮区間の堤防の高さは、同項の規定によるほか、湖沼の堤防にあっては計画高水位に、高潮区間の堤防にあっては計画高潮位に、それぞれ波浪の影響を考慮して必要と認められる値を加えた値を下回らないものとする。

３．計画高水流量を定めない湖沼の堤防の高さは、計画高水位（高潮区間にあっては計画高潮位、次項において同じ。）に波浪の影響を考慮して必要と認められる値を加えた値以上とするものとする。

４．胸壁を有する堤防の胸壁を除いた部分の高さは、計画高水位以上とするものとする。

(4)　取付位置

堤防開削天端（ａ－ａ´）より仮締切内側迄の長さ（Ｂ）は既設堤防天端幅（A_1）又は、仮締切堤の天端幅（A_2）のいずれか大きい方以上とする。

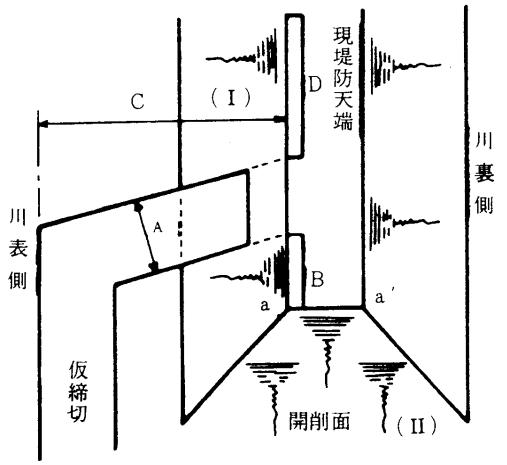


図５－３－１

補強について

１．川表側の仮締切全面の河床および仮締切取付部の上流（Ⅰ）概ねＤ＝２A_2の長さの法面は設計対象水位以上の高さ迄鉄線蛇籠等で補強するものとする。

２．仮締切りを川裏に設置する場合には、堤防開削部の法面（Ⅱ）は設計対象水位以上の高さ迄鉄線蛇籠等により補強するものとする。

(5)　天端幅

大河川にあっては５ｍ程度、その他河川にあっては３ｍ程度以上とするものとし、安定計算により決定する。

(6)　タイロッドの取付位置

仮締切は原則として一段のタイロッドで安定させるものとし、その取付位置は計画高水位以上に設けなければならない。やむを得ず計画高水位以下に設ける場合は外水位の天板に対し別途漏水防止の対策を考慮しなければならない。

３－４　仮設鋼材の許容応力度

仮設用鋼材の許容応力度は次による。

材　料　名	常時（高水時）	地 震 時
鋼　　矢　　板	1,800 kgf/cm^2	2,700 kgf/cm^2
タイロッド(ＳＳ400)	900　〃	1,400　〃
腹 起 材　(ＳＳ400)	1,400　〃	2,100　〃

３－５　各部の名称

各部の名称は２－４（各部の名称）による。

３－６　外力および荷重の計算

(1)　外水圧

外水位として、常時の場合は計画高水位、地震時の場合は平均水位を考慮するものとし、外水圧は図面の用な分布で考え次式により計算する。

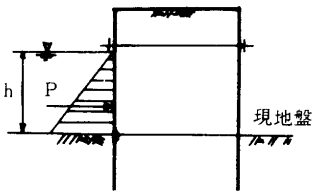


図５－３－２

$$P = \frac{Wh^2}{2}$$

P＝外水圧(tf／m)

h＝外水高(m)

w＝水の単位体積重量

(tf／m^3)

(2)　壁体中の水位

壁体中の水位として地盤面から外水位までの高さの 2/3 の水位を考慮し、図のような分布で考え次式により計算する。

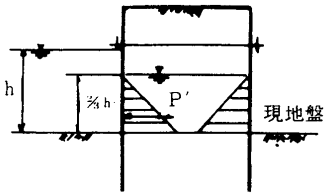


図５－３－３

$$P' = \frac{w}{2}\left(\frac{2}{3}h\right)^2$$

P´＝壁体中水圧(tf／m)

h＝外水高(m)

w＝水の単位体積重量

(tf／m^3)

(3)　壁体中埋土の重量

中詰土の重量は図のような状態で考え次式により計算する。

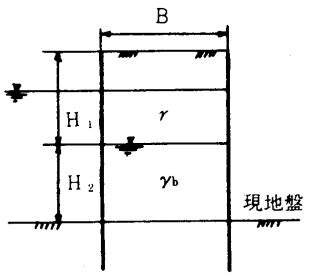


図５－３－４

$$W = B\ (\gamma H_1 + \gamma_b H_2)$$

W＝中詰土重量(tf／m)

B＝壁体幅(m)

H_1＝上層（空気中の土）の層圧(m)

H_2＝下層の層厚（壁体中の水位高）(m)

γ ＝空気中の土の単位体積重量(tf/m^3)

γ_b＝水で飽和された土の空気中の単位体積重量（tf／m^3)

（解　説）

中詰土重量は、下表による。

表５－３－２

土の種類	空気中の単位体積重量（γ）（tf／m³）	水中の単位体積重量（γ´）（tf／m³）	水で飽和された空気中の単位体積重量（γb）（tf／m³）
きれいな砂又は砂利	1.8	1.0	2.0
シルト又は粘土を含む透水性の低い砂質土	1.8	1.0	2.0
粘土を多く含む砂質土	1.75	0.95	1.95

(4)　壁体中詰土の主働土圧

中詰土の主働土圧強度は図のような分布で考え次式により計算する。

$P_{A1}=K_A \cdot \gamma \cdot H_1$

$P_{A2}=K_A (\gamma H_1+\gamma' H_2)$

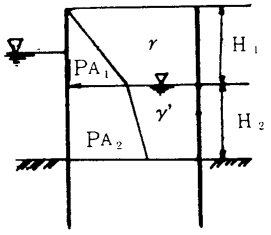


図５－３－５

P_{A1}＝上層底面の主働土圧強度(tf／m²)

P_{A2}＝下層　〃　〃　（　〃　）

K_A ＝各層の主働土圧係数

γ　＝空気中の単位体積重量(tf／m³)

γ´＝水中の　〃　(tf／m³)

H_1＝上層の層厚　(m)

H_2＝下層の層厚　(m)

（解　説）

地震時の土厚強度は、壁体中の水位以上と水位以下に分けて、下記の値を用いて求める。

表５－３－３　主働土圧係数

相対密度	内部摩擦角（φ）(°)	常時(K_A)	地震時（K_A）	
			空気中(k=0.1)	水中(k´=0.2)
密な	36	0.26	0.32	0.39
しまった	33	0.29	0.35	0.42
ゆるい	30	0.33	0.40	0.48

k・k´=震度

内部摩擦角等に相違があり、上記の値によりがたいときは、K_Aを次式で求める。

$$K_A=\frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta\left[1+\sqrt{\frac{\sin\theta\cdot\sin(\phi-\theta)}{\cos\theta}}\right]^2}$$

φ＝各層の土の内部摩擦角(°)

$\theta=\tan^{-1} K_{OR}K'$

K´＝水中における見掛けの震度　$\frac{\gamma_b}{\gamma_b-1}$ k

K＝空気中における震度 0.1

γ_b＝水で飽和した土の空気中の単位体積重量

(5)　主働及び受働土圧

主働土圧及び受働土圧は次式により計算する。

1．砂質土の場合

$P_A = K_A \quad (\Sigma \gamma \cdot h)$

$P_P = K_P \quad (\Sigma \gamma \cdot h)$

P_A＝各層底面の主働土圧強度（tf／㎡）

K_A＝各層の主働土圧係数

γ＝水中の土の各層の単位体積重量（tf／㎡）

h＝各層の層厚　　（m）

P_P＝各層の底面の受働土圧強度（tf／㎡）

K_P＝各層の受働土圧係数

2．粘性土の場合

常　時　　$P_A = \Sigma \gamma h - 2C$　　(1)

地震時　　$P_A = \dfrac{(\Sigma \gamma h)\sin(\theta+\alpha)}{\cos\theta \cdot \sin\alpha} - \dfrac{C}{\cos\theta \cdot \sin\alpha}$　　(2)

ただし、$\alpha = 45° - \dfrac{1}{2}\tan^{-1}\cdot\dfrac{a}{\sqrt{b^2 - a^2}}$

$a = \sin\theta$

$b = \sin\theta + \dfrac{2C \cdot \cos\theta}{\Sigma \gamma \cdot h}$

γ＝水中の土の各層の単位体積重量（tf／m^3）

h＝各層の層厚　　（m）

C＝各層の粘着力　　（tf／㎡）

θ＝水中の地震合成角　　（°）

（注）　負の土圧は考えない。

常時、地震時とも

$P_P = \Sigma \gamma h + 2C$……(3)

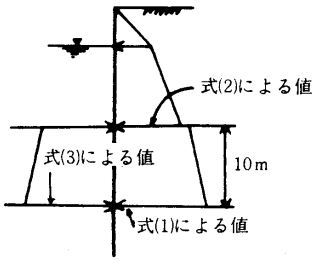
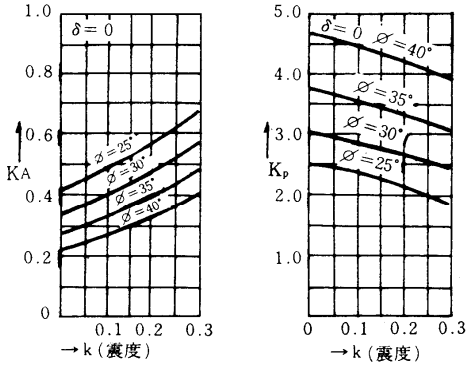


図５－３－６

（解　説）

1）砂質土の場合の主働及び受働土圧係数は下図より求める。



常時の場合の土圧係数は$K = 0$

図５－３－７

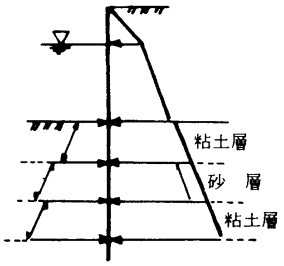
2）粘性土の場合

地震時における現地盤面以下の主働土圧強度は現地盤以下10mにおいてk´＝０として式(1)で算定した値をとり、その間直線的に変化すると考える。ただし現地盤面下10mにおける土圧強度が現地盤面における値より小さい値となる場合は現地盤面の値をとる。現地盤面下10mより深い所の土圧強度は式(1)で求める。

3）砂質土と粘性土の互層の場合

砂質土と粘性土の互層の場合はそれぞれの層毎に砂質土の場合、粘性土の場合の各式により主働受働土圧強度を計算し、土圧合力は各層毎の土圧を合計した値とする。

地震時における現地盤面下の土圧強度は粘性土の土圧の場合と同様に計算する。



△砂質土の項に準ずる。

○粘土層が一様にあるとしたときの式による値

図５－３－８

4）砂質土と粘性土の中間土質の場合

（φとしの値を夫々無視出来ない場合）

主働土圧強度　$P_A = K_A (\Sigma \gamma h) - 2C\sqrt{K_A}$

受働土圧強度　$P_P = K_P (\Sigma \gamma h) - 2C\sqrt{K_P}$

5）受働土圧に対する検討

受働土圧は下図に示す形状以上であれば現地盤面より考えるものとし、これによりがたい場合は計算上の現地盤面を下げる等の考慮をしなければならない。

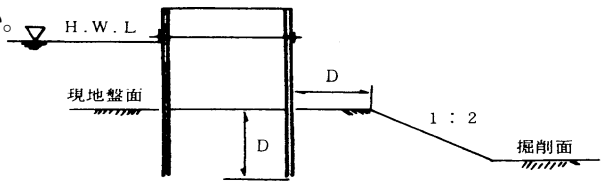


図５－３－９

３－７　安定に対する検討

(1)　中詰土のせん断変形破壊に対する検討

１．壁体巾の計算

壁体巾は次式を満足するように算定し、高水時および地震時の広い方で決定する。

$$FM_d \leqq M_r$$

Ｆ＝安全率……（下表）

M_d＝地盤面における変形モーメント（tf・m）

M_r＝地盤面における抵抗モーメント（tf・m）

安　全　率

常　時（高水時）	1.2以上
地　震　時	1.2以上

２．変形モーメントの計算

変形モーメントは図のような状態で考え次式により計算する。

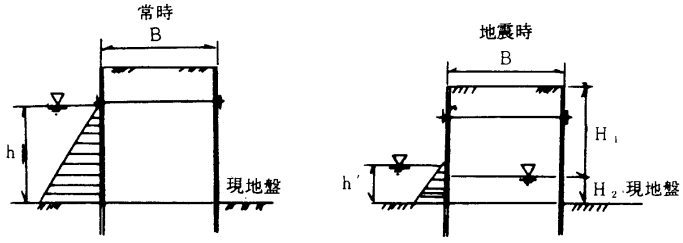


図５－３－１０

常　時

$$M_d = \frac{Wh^3}{6}$$

地震時

$$M_d = 0.1\left[\left\{(B \cdot H_1 r)\left(H_2 + \frac{H_1}{2}\right)\right\} + \left(B \cdot \gamma_b \cdot \frac{H_2^2}{2}\right)\right] + \frac{Wh'^3}{6}$$

ただし、$h' \cdot H_2$は平水時水位がある場合のみとする。

Ｗ＝水の単位体積重量（tf／m^3）

γ_b＝水で飽和した土の空気中の単位体積重量（tf／m^3）

$$H_2 = \frac{2}{3}h'$$

３．抵抗モーメントの計算

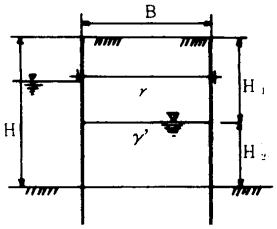


図５－３－１１

常　時

$$Mr = \frac{1}{6}\gamma_m (RH^3)$$

$$R = \frac{2}{3}V^2(3 - V\cos\phi)\cdot\tan\phi\cdot\sin\phi$$

$$V = \frac{B}{H}$$

$$\gamma_m = \frac{\gamma H_1 + \gamma' H_2}{H}$$

B＝壁体巾　　(m)

ϕ＝中詰土の内部摩擦角（°）

γm＝中詰の換算単位体積重量(tf／m^3)

地震時

地震時は式においてMr＝ $\frac{1}{6}\gamma_m (RH^3)$

R＝V^2(３－V・cos ϕ)・sin ϕとしてMr を計算する。

(2)　滑動に対する検討

滑動は、３－７・(1)で決定された壁体巾で地盤面に対して次図のような条件で検討し、常時および地震の滑動に対する必要巾の広い方で壁体巾を決定する。

ただし、地盤の条件によっては支持面を下げて検討してもよい。

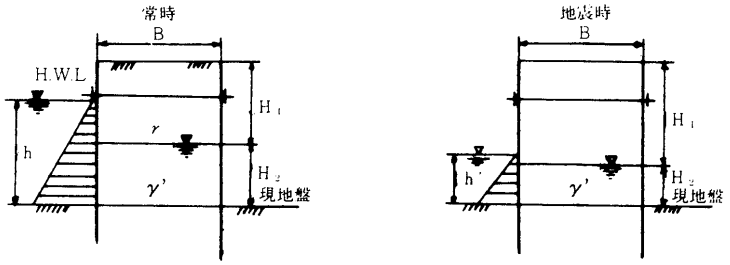


図５－１－１２

常時・地震時

$$F = \frac{2B\mu}{Wh^2}$$

μ＝C＋（$\gamma H_1 + \gamma' H_2$）tan ϕ

F＝安全率（下表）

C＝現地盤の土の粘着力（tf／m^2）

w＝水の単位体積重量（tf／m^3）

γ＝空気中の土単位体積重量（tf／m^3）

γ'＝水中の土の単位体積重量（tf／m^3）

ϕ＝現地盤の土の内部摩擦角（°）

ただし、h´・H_2・**エラー! リンクが正しくありません。**は平水時水位がある場合のみとする。

安　全　率

常 時（高水時）	1.2 以上
地　震　時	1.0 以上

(3)　基礎地盤の支持力に対する検討

基礎地盤の支持力は、下図のような状態で考え、安全性を確認しなければならない。

ただし、地盤の条件によっては支持面を下げて検討してもよい。

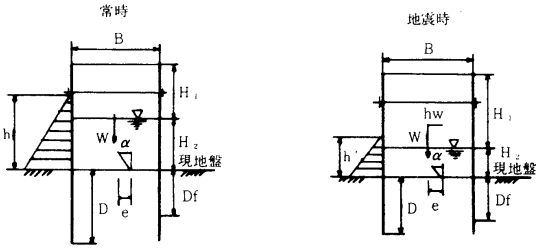


図５－３－１３

常時・地震時

$$F = \frac{Qu}{W}$$

$$Qu = B'(K \cdot C \cdot Nc + K \cdot \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \frac{1}{2}\gamma_1 \cdot B' \cdot N\gamma)$$

Ｆ＝安全率……（下表）

Ｑｕ＝地盤の極限支持力（tf／㎡）

Ｗ＝中詰土の重量　　（tf／m）

Ｂ´＝偏心を考慮した基礎の有効載荷巾（m）

Ｂ´＝Ｂ－２ｅ

Ｂ＝壁体巾（m）

ｅ＝荷重の偏心距離（m）

$$e = \frac{M_b}{W}$$

M_b＝現地盤に作用するモーメント（tf・m）

Ｋ＝壁体中と根入長（Ｄ）によって定まる割増係数

$K = 1 + 0.3\frac{B}{D}$ であるがＫ＝1.0 とする。

Ｃ＝粘着力

Ｄｆ＝現地盤面から検討する点までの根入れ深さ（m）

……原則として考えない。

γ_1＝現地盤からＤｆ 以上の深さの土の単位体積重量（tf／m^3）

γ_2＝現地盤面からＤｆ までの土の単位体積重量（tf／m^3）

Ｎｃ　Ｎｑ　Ｎγ＝土の支持力係数

$$H = \frac{W' h^2}{2} \qquad \tan\alpha = \frac{H}{W}$$

安　全　率

常　時（高水時）	1.2 以上
地　　震　　時	1.0 以上

（解　説）

土の支持力係数Nc、Nq、Nγを求めるグラフを示す。

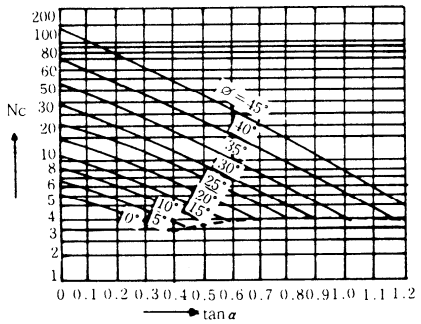


図５－３－14　支持力係数Nc を求めるグラフ

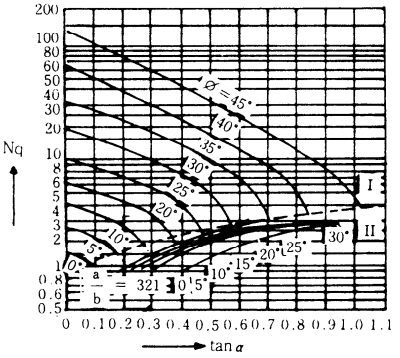


図５－３－15　支持力係数Nq を求めるグラフ

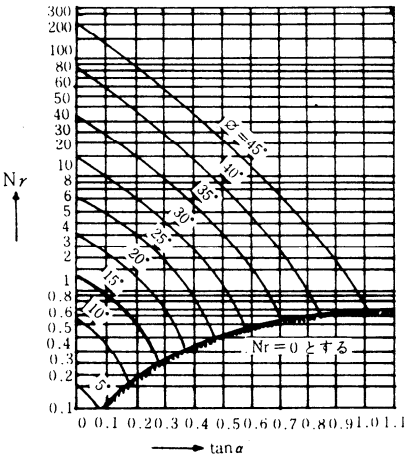


図５－３－16　支持力係数Nγを求めるグラフ

(4)　円形すべりに対する検討

構造物を含む地盤すべりの破壊に対する安全性は下図のように円形すべりを仮定して検討する。

常時及び地震時共に次式によって計算するが常時における場合は、ｋ＝０として計算する。

計算方法はすべり面中心点を定め、この点を中心とするすべり面について繰返し計算を行い、もっとも危険なすべり面の安全率が下表の安全率以上でなければならない。

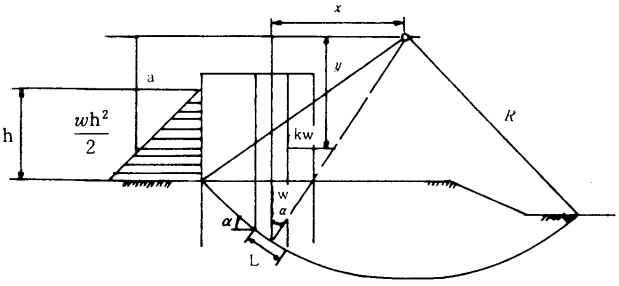


図５－３－１７

$$F = \frac{R \cdot \Sigma (C \cdot L + W' \cos \alpha \cdot \tan\phi)}{\Sigma (W \cdot X + k \cdot W \cdot Y) + \frac{w'h^2}{2}a}$$

F＝すべりに対する安全率……（下表）

R＝すべり円の半径　　（m）

C＝土の粘着力　　（tf／m²）

L＝分割片すべり面の長さ　　（m）

W´＝分割片の有効重量（土と水の全重量）（tf／m）

（水中部分の土についてはγ´を考える）

W＝分割片の全重量（土と水の全重量）（tf／m）

α＝分割片のすべり面の傾斜角（°）

x＝分割片の重心とスベリ円中心の間の水平距離（m）

X＝Rsin α

y＝分割片の重心とすべり円中心の間の鉛直距離（m）

a＝外力（$\frac{w'h^2}{2}$）のすべり円中心に関するアーム長（m）

w＝水の単位体積重量　　（tf／m³）

k＝震度

安　全　率

常　時（高水時）	1.2以上
地　震　時	1.0以上

３－８　鋼矢板の設計

(1)　鋼矢板根入れ長の計算

鋼矢板根入れ長の計算は３－８．(1) による。

(2)　鋼矢板曲げモーメント及び矢板断面の計算

鋼矢板曲げモーメント及び鋼矢板断面は３－８．(2) による。

(3)　タイロッドの計算

タイロッドの計算は、３－８．(3) による。

(4)　腹起しの計算

腹起しは、タイロッド取付点を支点とする単純梁と考えて断面を決定する。

1．曲げモーメントの計算

$$M=\frac{T\cdot L}{4}$$

M：設計曲げモーメント　（tf・m）

T：タイロッドの張力　　（tf）

L：タイロッドの取付間隔（m）

2．腹起断面の計算

$$Z=\frac{M}{2\delta_a}$$

Z：溝型鋼１本の必要断面係数（cm^2）

δ_a：許容応力度　　（kgf/cm^2）…（７－４参照）

（解　説）

腹起しは通常溝形鋼を２本１組として用いるため$Z=M/2\delta_a$となる。又、腹起しは原則として前面側に設けるものとし、後面側に設ける場合はボルトの設計を慎重に行なう必要がある。

(5)　遮水効果（浸透路長）に対する検討

遮水効果は、下図のような状態で検討し、下表の安全率以上でなければならない。

$$F=\frac{L_1}{h_1}\ \text{and}\ \frac{L_2}{h_2}$$

F＝安全率……（下表）

L_1、L_2＝浸透路長（m）

安　全　率

砂　質　土	3.5 以上
粘　性　土	3.0 以上

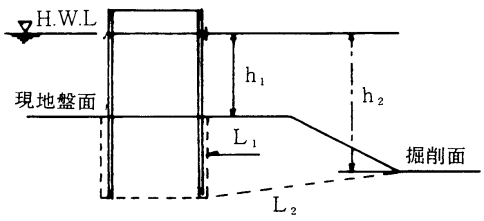


図５－３－１８

第４節　路面覆工　土木指針では、路面覆工・仮桟橋の設計と一本化されている。

４－１　定　義

開削工事において、施工期間中路面を一般交通に供するため、仮の路面として覆工板を用いる工法をいう。

（解　説）

路面覆工の目的は

(1)地下工事の安全性確保

(2)路上の車輌の走行および歩行者の安全確保

４－２　各部の名称

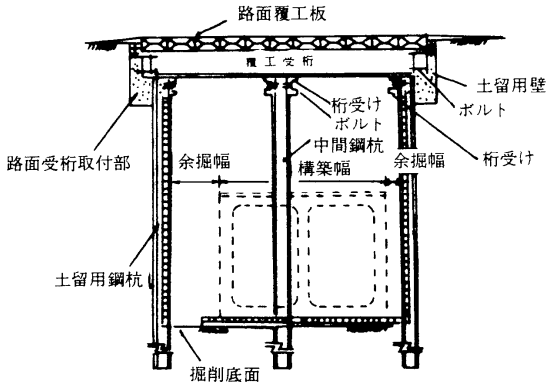


図５－４－１

（解　説）

路面覆工・仮桟橋に使用する鋼材は、使用実績および市場性を考慮して決定しなければならない。

表５－４－１に示す部材を最小断面の目安とし、これ以上の断面性能を有する部材を使用するのがよい。

道路土工
仮設構造
物工指針
2－11－3

表５－４－１　部材の最小断面

覆工受げた	H－250×250×９×14
横　継　材	[－300×90×９×13
けた受け	[－250×90×９×13
斜材・水平継材	L－100×100×10
杭	H－300×300×10×15

覆工板は一般に、市場に流通している２次製品が使用されており、長さ２ｍのものが多く使用されているが、近年、切ばり水平間隔と覆工受げた間隔を合致させ、掘削作業を容易にさせる目的等のため、長さ３ｍのものも使用されるようになっている。

市場に流通している覆工板は、いずれも長辺を支間として使用するように設計されているため、短辺が支間となるような使用をしてはならない。

４－３　荷　重

「１－４　荷　重」によるものとする。

道路土工
仮設構造
物工指針
2－11－5(1)

４－４　覆工受桁

(1)　覆工受桁の計算

覆工受桁は、死荷重および活荷重を載荷させ、単純ばりとして計算する。

（解　説）

活荷重の載荷方法は「１－４　荷重」による。

(2)　覆工受桁のたわみ

覆工受桁の活荷重（衝撃を含まない）によるたわみはL／400（L は支間）以下、かつ、2.5㎝以下でなければならない。

道路土工
仮設構造
物工指針
2－11－5(2)

（解　説）

たわみは次式によって計算する。

覆工受げたに載荷される活荷重が一個の場合

$$\delta = \frac{Po\ L^3}{48EI}$$

活荷重が複数個載荷される場合、もしくは分布荷重が載荷される場合。

$$\delta = \frac{5Wo\ L^4}{384EI}$$

ここに、δ：たわみ（m（㎝））

Po：覆工受げたに作用する衝撃を含まない集中荷重（kN(kgf)）

L ：支間長（m（㎝））

E：使用部材のヤング係数（kN／㎡（kgf㎝^{2}））

I ：使用部材の断面二次モーメント（m^4(㎝^{4})）

Wo：等値等分布荷重（kN／m(kgf／m)）

$$Wo = \frac{8M_{Lmax}}{L^2}$$

M_{Lmax}：衝撃を含まない活荷重による最大曲げモーメント

(kN･(kgf・㎝))

(3)　地下埋設物と覆工受桁

地下埋設物の吊桁と覆工受桁とは、兼ねてはならない。

建設工事公衆災害防止対策要綱

（解　説）

覆工受桁は、活荷重の通過によって常にたわみ、振動を受けている。このような覆工受桁に地下埋設物を吊り仮受けすることは、非常に危険であるので、絶対に避けねばならない。

(4)　覆工受桁の補強

覆工受桁が、勾配 2.5%以上の路面に、勾配直角方向に設置されるときは、覆工受桁の補強を行なうのがよい。

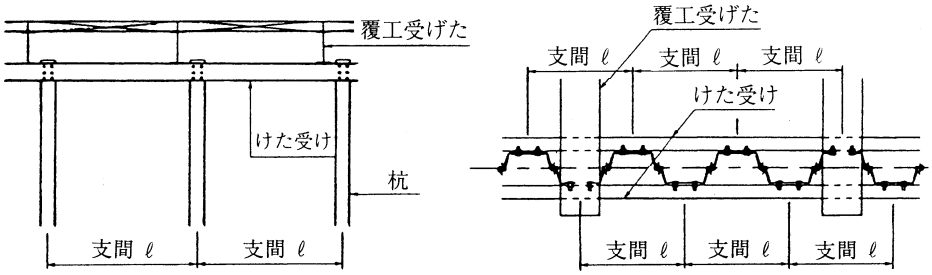
（解　説）

覆工受桁は通常、フランジ幅に比べて桁高の大きいＩ断面桁が使用されるが、これが勾配のある路面に、勾配方向に直角に設置される場合は覆工受桁は傾斜するので、不安な状態となりやすい。

(5)　桁上受けの計算

(1)　けた受けは覆工受げた反力および死荷重に対し、十分な強度と剛性を有していなければならない。
(2)　けた受けは覆工受げた等、けたの最大反力を集中荷重、また、けた受け自重を分布荷重とし、杭あるいは土留め壁との取り受部を支点とする単純ばりとして設計する。
(3)　覆工受げた反力は、けた受けの断面力が最大となるように載荷して計算する。

道路土工仮設構造物工指針 2－11－6



(a) H形鋼に支持させる場合　　(b) 鋼矢板に支持させる場合

図５－４－２　けた受けの支間

(6)　ボルトの設計

(1)　けた受けと杭を接合するボルトは、けた受けの最大反力に対し十分な強度を有していなければならない。

(2)　ボルトの必要本数は次式で計算してよい。

$$n = \frac{R}{Sa}$$

$$Sa = \tau a A$$

ここに、ｎ：ボルトの必要本数（本）

Ｒ：けた受けの最大反力（Ｎ(kgf)）

Ｓａ：ボルト１本当たりの許容せん断力(Ｎ(kgf))

τａ：ボルトの許容せん断応力度（Ｎ/㎜^{2}(kgf/㎝^{2})

Ａ：高力ボルトの場合は公称径（呼び径）から求めた断面積
普通ボルトの場合はねじ部の有効断面積（㎜^{2}(㎝^{2})）

(解　説)

けた受けに溝型鋼を用いる場合のように、活荷重による鉛直荷重に対し、ボルトのせん断で抵抗するような場合は、高力ボルトを使用することが望ましい。

第５節　仮　　橋

５－１　定　義

一般交通及び作業場として、一時的な使用に供するために建設される橋梁を仮橋という

（解　説）

河川に架設する場合は、渇水期を対象とする。

５－２　仮橋の分類

使用目的により下記のように分類する。

１．工事用仮橋

２．一般供用仮橋

（解　説）

工事用仮橋……工事用車両や建設機械等の通行や作業に供する工事専用の仮橋および締切り内の作業台。

一般供用仮橋…一般車両、歩行者の通行および工事用車両の通行に供するもの。

５－３　設計のための事前調査

設計に先立ち１－２、設計のための事前調査及び河相、その他これに類する調査を行なうのが望ましい。

（解　説）

河相、その他これに類する調査とは

(1)　洪水期、非洪水期の判定

(2)　過去 10 年間程度の水位

(3)　ダム、河川構造物の有無

５－４　荷　重

(1)　荷重の種類

仮橋の設計にあたっては、以下の荷重を考慮する。

１．死　荷　重

２．活　荷　重

３．土　　圧

４．衝　　撃

５．地震の影響

６．その他の水平荷重

（解　説）

１～３の荷重については１－４による。

(2)　衝　撃

工事用仮橋の衝撃係数は、支間に関係なく 0.3 とするが、一般供用の場合には次式により衝撃係数を求めるものとする。

$$i = \frac{20}{50 + L}$$

L：支間（m）

（解　説）

「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通偏」では衝撃係数を i ＝ 20/（50＋L）と規定しており、スパンL＝４～15mとすると i ＝0.31 ～ 0.37 となる。i ＝ 0.3 とする場合と、i ＝0.31～0.37 とする場合では、モーメントにして約２～ ５％の差であまり影響を与えず、仮設構造物のスパンが限定されているので定数で与えてもさしつかえないと考えられる。したがって衝撃係数は i ＝0.3 とした。

ただし、一般供与の場合には、「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編」に規定されている式により衝撃係数を求めることにした。

(3)　地　震

地震の震度は「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」によること。
工事用仮橋については、地震荷重を考慮しなくてよい。

（解　説）

地震時水平力の作用位置は主桁上フランジの上面とする。

(4)　その他水平荷重

地震荷重以外の水平荷重には次のようなものが挙げられ、必要に応じて以下の諸荷重を組合せても求めるものとする。

(1)　施工精度から生じる鉛直荷重の傾斜方向の分力
(2)　波圧、流水圧
(3)　衝突荷重

（解　説）

(1)　施工精度から生じる鉛直荷重の傾斜方向の分力

現場合わせで施工条件の悪い仮橋の場合は、一般の橋梁に比べ施工精度が劣るものと考えられ、これによって鉛直荷重の傾斜方向分力が生じるので、考慮する必要がある。

(2)　波圧、流水圧

波圧、流水圧は、特別にこれらが大きいと判断される場合には、これらに耐えうるように設計し、洗掘に対する配慮も必要である。波圧、流水圧の考え方については「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編」によることとする。

(3)　衝突荷重

衝突荷重は、衝突が予想される船舶、車輌の大きさ、衝突荷重、角度などを十分検討して決定することが必要である。

５－５　許容応力度

許容応力度については、「１－５　許容応力度」によるものとする。

５－６　設計基本事項

(1)　仮橋各部の名称

仮橋の名称は、図５－５－１のとおりとする。

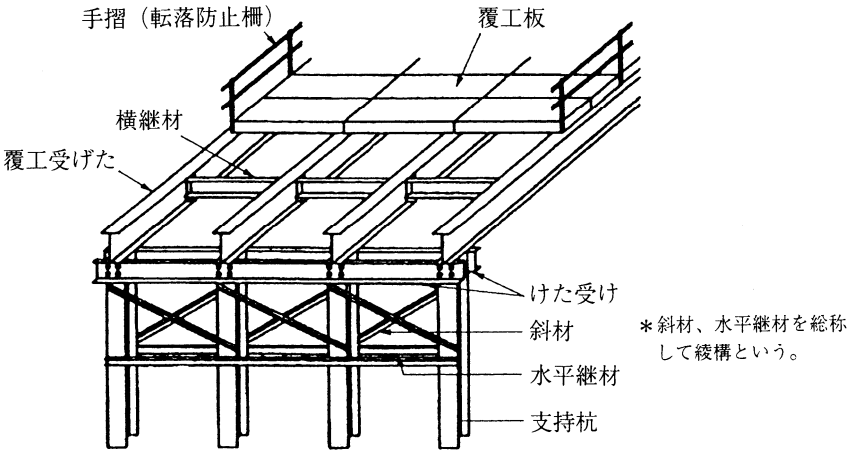


図５－５－１　仮橋名称図

（解　説）

仮橋の構造は、図５－５－１に示すとおりで、覆工板を覆工受げた（主けた、主にⅠ形鋼及びH形鋼）で受け、その荷重をけた受けで支持杭に伝達する構造である。

土工工事
仮設計画
ｶﾞｲﾄﾞﾌﾞｯｸ(Ⅱ)
7.1.2.(1)

(2)　幅員と桁および杭の間隔

標準幅員

工 事 用　幅員４ｍを標準とする。ただし、下記の条件の場合は幅員６ｍとする。

１．対面交通の確保を必要とする場合

２．クレーン類が仮橋上で作業を行う場合

一般供用　関係機関と協議により決定する。

主桁及び杭の感覚は２ｍを標準とする。

(解　説)

一般供用の場合、歩車道は、ガードレール等で分離することが望ましい。

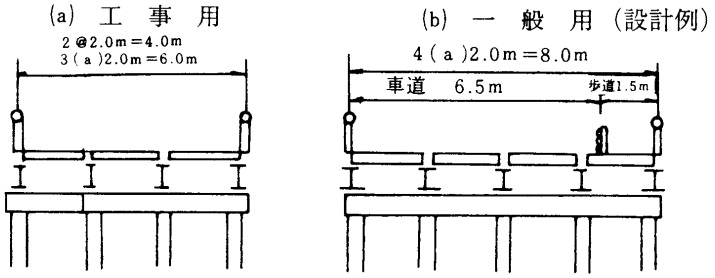


図５－５－２

(3)　標準支間

支間、６ｍを標準とする。

(解　説)

支間は６ｍを標準としたが、河川管理者と協議して決定する。

(4)　最大勾配

勾配は最大６％を標準とする。

(解　説)

管理者等の条件により、勾配が６％をこえる場合は、綾構などで橋軸方向の補強をすることが望ましい。

締切りに隣接する部分では、工事の作業性や安全性を考慮して水平を保つ必要がある。

(5)　桁下高さ

桁下高さは、原則として、工事期間中の既往最高水位より、50ｃｍ以上高くする。

（解　説）

利用上の条件、設置期間等を十分考慮して決定することが望ましい。

ただし､河川管理者において基準が定められている場合はその基準によるものとする。

５－７　使用部材

(1)　鋼　材

仮橋に使用する鋼材は、使用実績および市場性を考慮して決定する。

（解　説）

鋼材に作用する荷重は必ずしも明確ではなく、このため仮橋の構造全体に大きな変形を生じ、部材に座屈等の破損を招くおそれもあり、応力度からは断面に余裕があっても、経済性を重要視しすぎた断面の使用は避けるべきである。したがって表５－４－１に示す部材を最小断面の目安とし、これ以上の断面性能を有する部材を使用するのがよい。

(2)　覆工板

覆工板は、市場に流通している２次製品を使用する。

道路土工
仮設構造
物工指針
2－11－3(2)

（解　説）

覆工板は一般に、市場に流通している２次製品が使用されている。これら流通している覆工板には数種類のものがあるが、載荷される荷重に対し十分な強度と剛性を有していなければならない。これら２次製品の覆工板は長さ２ｍのものが多く使用されているが、近年、切ばり水平間隔と覆工受げた間隔を合致させ、掘削作業を容易にさせる目的等のため、長さ３ｍのものも使用されるようになってきた、選定にあたっては、設置場所の状況や設置期間、施工性等を検討し、安全性を十分確認した上で使用しなければならない。市場に流通している覆工板は、いずれも長辺を支間として使用するように設計されているため、短辺が支間となるような使用をしてはならない。長さ３m以下のものの単位面積当たりの重量は表５－５－１の値を使用してよい。

また、斜げた、埋設物等の原因で、現場加工あるいは工場加工の覆工板を使用する場合は、強度および剛性を確認するとともに、表面摩擦、安定性、耐久性等についても検討する必要がある。

表５－５－１　覆工板の重量

種　　類	単位面積当たりの重量	
	長さ　２ｍ	長さ　３ｍ
鋼　　製	2.0kN/㎡ (200kgf/㎡)	2.0kN/㎡ (200kgf/㎡)
鋼　　製 （ｱｽﾌｧﾙﾄ舗装付）	2.5kN/㎡ (250kgf/㎡)	2.6kN/㎡ (260kgf/㎡)
鋼･コンクリート剛性	2.8kN/㎡ (280kgf/㎡)	3.3kN/㎡ (330kgf/㎡)

５－８　覆工受げたの設計

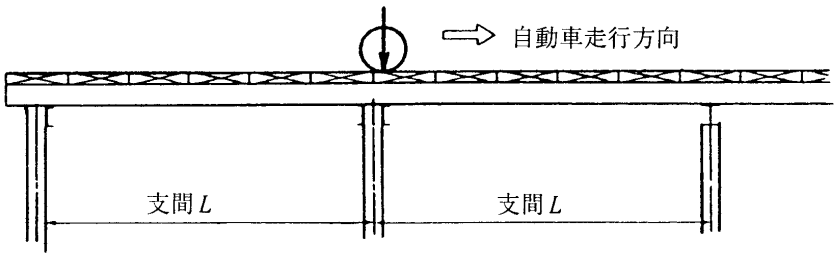
(1)　設計一般

道路土工
仮設構造
物工指針
2－11－5

覆工受げたは、死荷重および活荷重を載荷させ、単純ばりとして設計する。

（解　説）

覆工受げたは載荷される荷重に対して、十分な強性と剛性を有していなければならない。計算に用いる支間長は図５－５－３に示すように、けた受け材が溝形鋼で杭の片側のみに取り付ける場合は､溝型鋼取付け点とし、溝型鋼を両側に取り付ける場合もしくはけた受け材にH形鋼を用いる場合は、杭中心を支点として求める。



(a) 溝形鋼片側　　(b) 溝形鋼両側　　(c) H形鋼

図５－５－３　覆工受げたの支間長

(2)　応力の計算

道路土工
仮設構造
物工指針
2－11－5(1)

死荷重および活荷重により計算された断面力は、それぞれの最大値の合計を設計に用いる断面力とする。

（解　説）

覆工受げたの支間が長い場合は､許容曲げ圧縮応力度が小さくなるため、必要に応じ圧縮フランジ固定のため隣接する覆工受げた相互を横継材で連結し、フランジ固定点間距離を短縮する。

５－９　たわみ

道路土工
仮設構造
物工指針
2－11－5(2)

覆工受げたの活荷重によるたわみは L／400（L は支間）以下で、かつ 25㎜以下でなければならない。このとき活荷重に衝撃は含まなくてもよい。

（解　説）

覆工受げたに載荷されている活荷重が一個の場合、たわみは式（５－５－１）によって計算する。活荷重が複数個載荷される場合、もしくは分布荷重が載荷される場合は、式(５－５－２)、式(５－５－３）によって計算してよい。

$$\delta = \frac{P_o L^3}{48EI} \quad \cdots\cdots (5-5-1)$$

$$\delta = \frac{5W_o L^4}{384EI} \quad \cdots\cdots (5-5-2)$$

ここに、δ　：たわみ（m（㎝））

P_o：覆工受げたに作用する衝撃を含まない集中荷重（kN(kgf)）

L　：支間長（m(㎝)）

E　：使用部材のヤング係数（kN/㎡(kgf/㎝^{2})）

I　：使用部材の断面二次モーメント(m^4(㎝^{4}))

W_o：等値等分布荷重（kN/m(kgf/m)）

$$W_o = \frac{8M_{Lmax}}{L^2} \quad \cdots\cdots (5-5-3)$$

M_{Lmax}：衝撃を含まない活荷重による最大曲げモーメント

(kN・m(kgf・㎝))

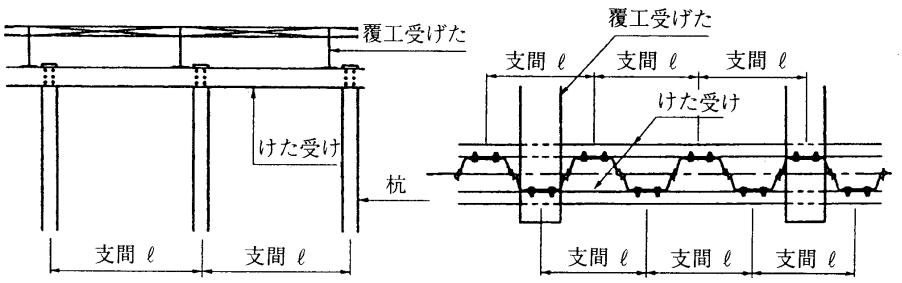
５－10　けた受けの設計

道路土工
仮設構造
物工指針
2－11－6

けた受けは覆工受げた反力および死荷重に対し、十分な強度と剛性を有していなければならない。けた受けは、覆工受げた等、けたの最大反力を集中荷重、また、けた受け自重を分布荷重とし、くいあるいは土留め壁との取付け部を支点とする単純ばりとして設計するのがよい。

（解　説）

けた受けの支間は、図５－５－４に示すように、同一けた受けがボルトで接合されている杭の中心間隔とし、覆工受げた反力は、けた受けの断面力が最大となるように載荷して計算する。



(a) H形鋼に支持させる場合　　(b) 鋼矢板に支持させる場合

図５－５－４　けた受けの支間

一般にけた受けの支間は２～３m程度と小さく、杭中心と覆工受げた中心が近いため、せん断力が支配的な応力となる。このためけた受けの設計では、たわみの計算は行わなくてよいが、埋設物があるなどの理由で、杭間隔が大きくなる場合、またはけた受けの支間中央付近に覆工受げたが取り付けられる場合は、たわみに対する照査も行わなければならない。この時のたわみの制限値は、覆工受げたと同様とする。

また、杭がH形鋼でけた受け材に溝形鋼を使用する場合、けた受け材の継手部は、原則として杭の中心付近とし、図５－５－５に示すような補強を行う。

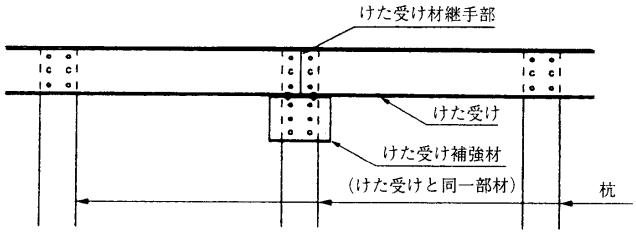


図５－５―５　けた受け材継手部の補強

５－11　ボルトの設計

けた受けとくいを接合するボルトは、けた受けの最大反力に対し十分な強度を有していなければならない。

道路土工
仮設構造
物工指針
2－11－7

(解　説)

ボルトの必要本数は式(５－５－４)、式(５－５－５)で計算してよい。

なお、けた受けに溝形鋼を用いる場合のように、活荷重による鉛直荷重に対し、ボルトのせん断で抵抗するような場合は、高力ボルトを使用することが望ましい。

$$n = \frac{R}{Sa} \quad \cdots\cdots (5-5-4)$$

$$Sa = \tau a A \quad \cdots\cdots (5-5-5)$$

ここに、ｎ：ボルトの必要本数（本）

Ｒ：けた受けの最大反力（Ｎ(kgf)）

Ｓａ：ボルト１本当たりの許容せん断力(Ｎ(kgf))

τａ：ボルトの許容せん断応力度(Ｎ/㎜^{2}(kgf/㎝^{2}))

Ａ：高力ボルトの場合は公称径(呼び径)から求めた断面積、普通ボルトの場合はねじ部の有効断面積(㎜^{2}（㎝^{2}))

５－12　傾材・水平継材の設計

道路土工
仮設構造
物工指針
2－11－8

(1)　斜材・水平継材はくい列の各くいに水平荷重を分担させ、かつくい頭の回転を拘束する部材および構造でなければならない。仮橋では橋軸直角方向には、斜材・水平材を取り付けることを原則とする。

(2)　覆工受げたは支点上でけた受けに結合し、支点上の相互の主げたは橋軸方向に連絡しておくことが望ましい。

(解　説)

(1)　について

１）水平継材

水平継材は圧縮材として設計し、応力度は式（５－５－６）で計算してよい。

$$\sigma c = \frac{H}{nA} \quad \cdots\cdots (5-5-6)$$

ここに、σｃ：水平継材に発生する圧縮応力度(Ｎ/㎜^{2}(kgf/㎝^{2}))

Ｈ：杭列に作用する水平荷重(Ｎ/(kgf))で、表５－５－２による。

ｎ：水平継材の本数（通常杭の両面に取り付けるためｎ＝２）

Ａ：水平継材１本の断面積(㎜^{2}(㎝^{2}))

表５－５－２　水平荷重

活荷重の種類	Ｔ荷重の場合	建設用重機荷重の場合
杭列に作用する水平荷重	全活荷重×0.1	活荷重×0.15[注1)]

注 1)覆工受げたの支間が建設用重機のクローラー接地長と比べ短い場合や、建設用重機を２台以上考慮する場合等のように、著しく不合理と考えられる場合は、(着目する杭列に作用する全活荷重による反力)×0.15 としてよい。

２）斜　材

斜材は圧縮材として設計し、応力度は式（５－５－７）で計算してよい。

これまで斜材は引張材として設計されてきた。しかし、式（５－５

－７）は簡略化した計算のため、安全側を考慮して本マニュアルでは斜材は圧縮材として設計することとし、より部材の安全性を高め、さらに仮橋の剛性を高めることにより過度の動揺を防ぐようにした。

ただし、くいの間隔が大きくなった場合、式(５－５－７)により圧縮材で設計すると部材断面が大きくなり施工性が劣化することがある。この場合は、フレーム計算等で詳細に荷重を算出し、斜材の座屈を許容する設計（引張材としての設計）を行ってもよい。

$$\sigma c = \frac{H}{n A \cos\alpha} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{（５－５－７）}$$

ここに、σｃ：斜材に発生する圧縮応力度(N/mm^2(kgf/cm^2))

Ｈ　：杭列に作用する水平荷重(N(kgf))で、表５－５－２による

ｎ　：斜材の組数（図５－５－６の場合はｎ＝３）

Ａ　：斜材１本の断面積(mm^2(cm^2))

α　：水平荷重作用方向に対する斜材のなす角度（度(度)）で、図５－５－６による。

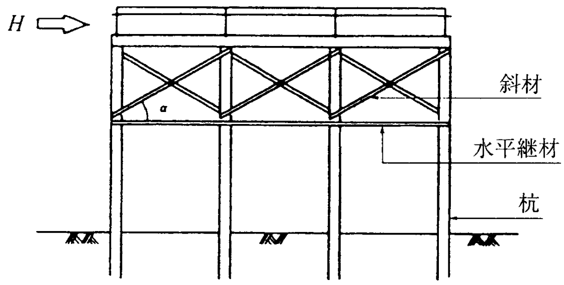


図５－５－６　斜材・水平継材の設計

(2)　について

橋軸方向の剛性は、軸直角方向に比べてかなり低いと考えられるので、少しでも剛性を高めるために主桁の下フランジは、横桁にボルトまたは溶接で止めるのが一般的である。また、橋軸方向の主桁は、軸方向のずれを少なくするために添接板を用い、ボルトまたは溶接により連接しておくことが望ましい。

主桁を橋軸方向に連結することによって生ずる温度変化の影響は基礎ぐいに負荷させるものとする。

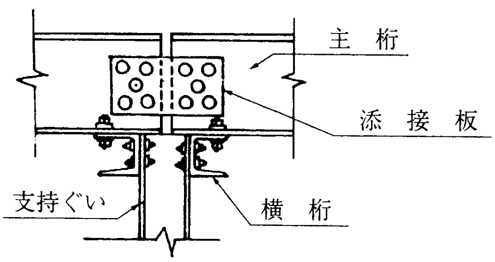


図５－５－７

5－13　高　欄

高欄は下記のものを使用するのが一般的である。

工 事 用……パイプ組立式

一般供用……ガードレール

（解　説）

工事用高欄としてのパイプは、ガス管50A程度のものを使用するのが良い。

5－14　床　版

床版は、一般に覆工板を使用するものとする。

5－15　杭の設計

(1)　杭の支持力

杭はけた受の最大反力に対し十分な支持力を有していなければならない。 杭許容支持力は 「道路土工仮設構造物工指針２－９－２土留め壁および中間杭の支持力」により計算する。

道路土工仮物構造物工指針2－11－9(1)

表５－５－３　安全率

	常　時	地震時
一般供用の場合	3	2
工事用の場合	2	－

（解　説）

一般供用の場合の安全率は「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」に規定されている値とした。工事用の場合、仮設構造物であることを考慮して定めた値である。

(2)　杭本体の設計

1）軸方向押込力に対する設計

押込力に対しては座屈を考慮して取扱うものとする。

（解　説）

座屈を考慮する場合の座屈長は地盤面から水平つなぎ材の中心線までとする。ただし、全長が地中に埋込まれたくいでは座屈の影響を考慮しなくてもよい。

２）水平荷重に対する設計

道路土工
仮設構造
物工指針
2－11－9(2)

通常、路面覆工に使用される杭は、土留め壁による地盤反力等が十分期待できるため、水平荷重に対する検討は行わなくてよい。仮桟橋の支持杭では、地盤が軟弱な場合や、杭の突出長が長い場合等には、水平荷重に対する検討を行う必要がある。通常、仮桟橋の支持杭の水平荷重に対する検討は、橋軸方向（走行方向）には多数の杭が覆工受げたにより連結されており、乗入れ部は土による拘束が大きいため、危険断面となる橋軸直角方向（相工直角方向）の杭列に対して行えばよい。

水平荷重により、支持ぐいに発生する曲げモーメントは、くい本体を弾性床上の梁として求める。

１本の支持杭に作用する水平荷重は式（５－５－８）により算出してよい。

$$H_0 = \frac{H}{n} \quad \cdots\cdots（５－５－８）$$

ここに、H_0 ：１本の杭に作用する水平荷重（kN(tf)）

H ：杭列に作用する水平荷重（kN(tf)）（表５－５－２参照）

n ：杭列の杭本数（図５－５－８の場合ｎ＝４）

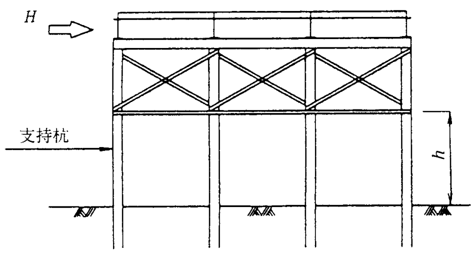


図５－５－８　杭に作用する水平荷重

水平荷重により、支持杭に発生する曲げモーメントは、β L≧2.5（β：杭の特性値(m⁻¹)、 L：杭長(m)）の場合、半無制限長の杭として計算してよい。 通常、綾構を設けることを原則として、杭頭の回転を拘束された杭とし、式（５－５－９）、式（５－５－10）で計算してよい。

$$M_0 = \frac{1+\beta h}{2\beta} H_0 \quad \cdots\cdots（５－５－９）$$

$$M_m = \frac{H_0}{2\beta}\sqrt{1+(\beta h)^2}\exp\left(-\tan^{-1}\frac{1}{\beta h}\right) \quad \cdots\cdots（５－５－10）$$

ここに、M_0 ：杭頭曲げモーメント(kN･m(tf･m)

M_m ：地中部最大曲げモーメント(kN･m(tf･m)

β ：杭の特性値（$m^{-1}(m^{-1})$）

h　：杭の突出長（m(m)）（図５－５－８参照）
（ただし、ここで用いる逆三角形関数の単位(rad(rad)
である。）

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

β　：杭の特性値（m^{-1}(cm^{-1})）
k_H　：水平方向地盤反力係数（kN/m^3　(kgf/cm^3)）
D　：杭の幅（m(cm)）
E　：杭のヤング係数（kN/m^2(kgf/cm^2)）
I　：杭の断面二次モーメント(m^4(cm^4))

$$R_H = R_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots （5－5－11）$$

$$\left(R_H = R_{H0}\left(\frac{B_H}{30}\right)^{-3/4} \right)$$

R_{H0}　：直径 30 cmの剛体円板による平板載荷試験の値に
相当する水平方向地盤反力係数（kN/m^3(kgf/cm^3)）
B_H　：杭の換算載荷幅（m(cm)）

$$R_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha\ E_0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots （5－5－12）$$

$$\left(R_{H0} = \frac{1}{30}\alpha\ E_0 \right)$$

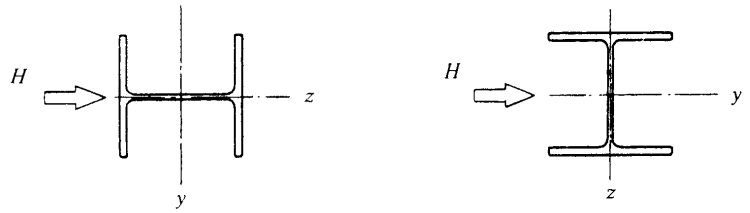
α　：表５－５－４に示す係数
E_0　：地盤の変形係数(kN/m^2(kgf/cm^2)

表５－５－４　E_0 と α

次の試験方法による変形係数 E_0(kN/m^2(kgf/cm^2)	α
ボーリング孔内で測定した変形係数	4
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験の N 値より E_0＝2,800N(28N)で求めた変形係数	1

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots （5－5－13）$$

このとき用いる杭の断面二次モーメントは 図５－５－９のように、 フランジに直角に水平荷重が作用する場合は強軸方向の断面二次モーメント(I_y)を、ウェブに直角に作用する場合は弱軸方向の断面二次モーメント(I_z)を用いることに注意しなければならない。



(a) フランジに直角に荷重が作用する場合　(b) ウェブに直角に荷重が作用する場合

図５－５－９　H形鋼杭と荷重方向

やむを得ず綾構を設けない場合は、杭頭の回転を拘束されない杭とし式(５－５－14) により杭に発生する曲げモーメントを求めるとともに、式 (５－５－15) により杭頭の変位を求め、桟橋の変位についての検討も行う必要がある。

$$M_{\mathrm{m}}=\frac{H_0}{2\,\beta}\sqrt{(1+2\,\beta\ \ h)^2+1}\ \exp(-\tan^{-1}\frac{1}{1+2\,\beta\ h})$$

……（５－５－14)

$$\delta=\frac{(1+\beta\ \ h)^3+1/2}{3\,E\,I\,\beta^3}H_0$$

……（５－５－15)

(3)　部材断面の検討

仮桟橋に用いる支持杭は、鉛直荷重による軸力と水平荷重によるモーメントが同時に作用する部材として、「１－５(3)　軸方向圧縮と曲げモーメントが同時に受ける部材」により設計することを原則とする。このときの座屈長は、一般に橋軸直角方向が弱軸となるため、図５－５－10 の L_1、L_2のうち大きい値とするが、桟橋高さが高い場合、橋軸方向の座屈が卓越することがある。このような場合は座屈長を L_1+L_2として橋軸方向（杭全体）の座屈に対する照査も必要となる。

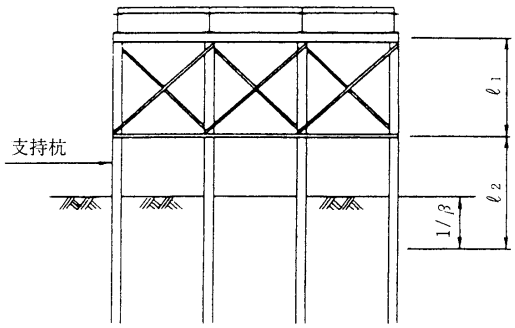


図５－５－10　杭の座屈長

５－16　橋台の設計

橋台の設計については、現地の地形、地質環境の条件に適応した構造を選択することが望ましい。