

橋梁設計

第1節 橋梁計画

1 共通編	2-1
1-1 設計の基本理念	2-1
1-2 道路橋示方書の適用範囲について	2-2
1-3 橋梁計画について	2-2
1-3-1 設計（供用）期間の設定	2-2
1-3-2 橋梁計画の基本事項	2-2
1-4 橋梁設計業務について	2-5
1-4-1 予備設計	2-5
1-4-2 詳細設計	2-6
1-4-3 施工計画	2-7
1-4-4 予備設計・詳細設計報告書の留意事項	2-7
1-4-5 橋種選定における打合わせ事項	2-7
1-4-6 橋梁設計委託業務選定フロー	2-9
1-5 設計照査	2-10
1-5-1 概要	2-10
1-5-2 設計照査内容	2-10
1-5-3 電子計算機利用上の注意	2-13
2 調査編	2-14
2-1 地形・地質調査	2-14
2-1-1 資料収集	2-14
2-1-2 現地踏査	2-14
2-1-3 地形調査	2-15
2-1-4 地盤調査	2-15
2-2 施工条件調査	2-16
2-2-1 地下埋設物調査	2-16
2-2-2 河川調査	2-16
2-2-3 鉄道調査および港湾調査	2-16
2-2-4 周囲構造物の調査	2-16
2-2-5 仮設物を設計するための調査	2-16
2-2-6 周辺状況により施工中に観測を必要とする項目	2-17
2-2-7 周辺環境調査	2-17

3	協議編	2-18
3-1	一般	2-18
3-2	道路	2-19
3-3	鉄道	2-19
3-4	河川	2-21
4	設計編	2-24
4-1	計画一般	2-24
4-1-1	架橋位置	2-24
4-1-2	橋長の決定	2-24
4-1-3	連続構造の採用	2-25
4-1-4	跨道橋の桁下高さ	2-25
4-1-5	設計荷重の設定	2-25
4-1-6	斜面上の計画	2-26
4-1-7	斜面上の基礎計画例	2-27
4-2	基礎工	2-28
4-2-1	基礎構造形式の分類	2-28
4-2-2	直接基礎	2-33
4-2-3	杭基礎	2-33
4-2-4	ケーソン基礎	2-34
4-2-5	斜面上の深礎基礎	2-34
4-2-6	鋼管矢板基礎	2-36
4-2-7	地中連続壁基礎	2-36
4-2-8	基礎構造形式の選定	2-36
4-2-9	基礎構造の近接施工	2-38
4-3	下部工	2-40
4-3-1	橋台および橋脚形式の分類	2-40
4-3-2	橋台形式の選定	2-40
4-3-3	橋脚形式の選定	2-42
4-4	上部工	2-44
4-4-1	上部構造選定の基本方針	2-44
4-4-2	鋼橋の選定	2-45
4-4-3	コンクリート橋の選定	2-45

第2節 橋梁設計

1	許容応力度	2-53
1-1	許容応力度の割増し	2-53
1-2	許容応力度	2-53

1-2-1	基礎工	-----	2-53
1-2-2	下部工	-----	2-55
1-2-3	鋼橋	-----	2-56
1-2-4	コンクリート橋	-----	2-64
1-3	鉄筋の重ね継手長	-----	2-66
2	基礎工	-----	2-67
2-1	設計上の区分	-----	2-67
2-2	直接基礎	-----	2-68
2-2-1	安定計算	-----	2-68
2-3	杭基礎	-----	2-68
2-3-1	水平方向の許容変位量	-----	2-68
2-3-2	地盤から決まる杭の極限支持力	-----	2-68
2-3-3	杭の最小中心間隔	-----	2-69
2-3-4	深礎杭の設計手法（斜面上の深礎杭）	-----	2-69
2-3-5	斜杭の設計法	-----	2-70
2-3-6	回転杭	-----	2-70
2-3-7	PCウェル	-----	2-70
2-3-8	軟弱粘性土地盤上に設置される杭基礎の設計	-----	2-70
2-3-9	偏荷重を受ける基礎	-----	2-71
2-3-10	常時、暴風時およびレベル1地震時の設計	-----	2-72
2-4	構造細目	-----	2-74
2-4-1	鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭	-----	2-74
2-4-2	場所打ち杭	-----	2-78
2-4-3	深礎基礎	-----	2-83
2-4-4	フーチング端部補強鉄筋	-----	2-84
2-4-5	杭頭結合部	-----	2-85
2-4-6	橋脚と大口径深礎杭の接合部の配筋	-----	2-87
2-5	土留め構造の設計	-----	2-88
2-6	参考資料（数量）	-----	2-92
3	下部工	-----	2-94
3-1	設計方針	-----	2-94
3-1-1	設計の基本方針	-----	2-94
3-1-2	設計一般	-----	2-94
3-2	設計荷重	-----	2-95
3-2-1	活荷重の載荷方法	-----	2-95
3-2-2	橋台に働く荷重の組合わせ	-----	2-95
3-2-3	橋脚に働く荷重の組合わせ	-----	2-96
3-2-4	橋台背面の壁面摩擦角	-----	2-97

3-2-5	上部構造慣性力の作用位置	2-97
3-3	斜め橋台	2-98
3-4	耐久性の検討	2-98
3-4-1	一般	2-98
3-4-2	塩害に対する検討	2-98
3-5	構造細目	2-100
3-5-1	片持ちばりの設計断面	2-100
3-5-2	均しコンクリート、基礎材	2-102
3-5-3	下部構造物頂部縁端と支承縁端間の距離	2-102
3-5-4	下部構造橋座面の排水勾配	2-104
3-5-5	端部および中間支点上のジャッキアップについて	2-104
3-5-6	橋台の目地	2-105
3-5-7	橋台胸壁の設計	2-106
3-5-8	翼壁の設計	2-106
3-5-9	橋台背面アプローチ	2-106
3-5-10	橋台背面の排水処理	2-107
3-5-11	さや管構造の考え方と実施例	2-108
4	鋼橋	2-109
4-1	鋼橋の設計	2-109
4-1-1	適用	2-109
4-1-2	鋼材	2-109
4-1-3	板厚による鋼種選定標準	2-111
4-1-4	添接用鋼材およびジベル	2-112
4-1-5	使用鋼材の選定にあたっての留意事項	2-112
4-1-6	疲労設計	2-112
4-2	基本構造	2-114
4-2-1	桁配置	2-114
4-2-2	主桁の設計	2-114
4-2-3	対傾溝・横桁の設計	2-118
4-2-4	横溝の設計	2-118
4-2-5	ハンチ及び横断こう配	2-120
4-2-6	桁端部の張出し長さ	2-121
4-2-7	支承取付け部の補強	2-121
4-2-8	部材の大きさ	2-123
4-2-9	端部及び中間支点上のジャッキアップについて	2-123
4-2-10	鋼橋の桁端部構造	2-124
4-2-11	仮定剛度・仮定死荷重の照査	2-125
4-3	鉄筋コンクリート床版	2-126

4-3-1	設計曲げモーメント	2-126
4-3-2	床版厚	2-126
4-3-3	コンクリート	2-128
4-4	鋼床版	2-129
4-4-1	デッキプレート最小板厚	2-129
4-5	鋼橋塗装・防食	2-130
4-5-1	防食	2-131
4-5-2	新設塗装仕様	2-134
4-5-3	連結部の塗装仕様	2-136
4-5-4	新設橋の塗装面積の算出における留意事項	2-139
4-5-5	塗替え塗装仕様	2-140
4-5-6	耐候性鋼材	2-144
4-6	足場用吊金物	2-153
4-6-1	足場用吊金物	2-153
4-7	架 設	2-154
5	P C 橋	2-157
5-1	P C 橋の設計	2-157
5-1-1	適 用	2-157
5-1-2	コンクリート材料	2-157
5-1-3	P C 鋼材・シース	2-158
5-1-4	プレグラウトP C 鋼材	2-158
5-1-5	P C 定着工法	2-159
5-1-6	ケーブルシステム	2-160
5-1-7	P C 橋の横締めについて	2-160
5-1-8	鉄筋の重ね継手長について	2-160
5-1-9	鉄筋のかぶりについて	2-160
5-1-10	P C 工法の耐久性向上について	2-161
5-1-11	端部および中間支点上のジャッキアップについて	2-163
5-2	ポステン桁及びプレテン桁の標準構造	2-164
5-2-1	ポステン桁及びプレテン桁の適用支間	2-164
5-2-2	ポステン桁及びプレテン桁の標準桁高	2-164
5-2-3	ポステン桁及びプレテン桁の標準桁配置	2-165
5-2-4	縦断勾配の処理	2-167
5-2-5	横断勾配の処理	2-168
5-2-6	横桁配置	2-171
5-2-7	地 覆	2-171
5-2-8	端部P C 鋼材について	2-173
5-2-9	横締めP C 鋼材の定着部	2-173

5-2-10	グラウトホースのあと処理	2-175
5-2-11	コンクリート橋の桁端部構造	2-176
5-3	斜橋及びばち橋の標準構造	2-177
5-3-1	斜橋一般	2-177
5-3-2	斜橋の横桁及び横締め配置	2-177
5-3-3	斜橋の桁端構造	2-177
5-3-4	ばち橋一般	2-177
5-3-5	ばち橋の主桁配置	2-178
5-3-6	ばち橋の横桁配置	2-178
5-3-7	ばち橋の横桁及び横締め配置	2-178
5-4	直線桁を用いた曲線橋の標準構造	2-178
5-5	張出し工法による場所打連続桁橋（カンティレバー工法）	2-179
5-5-1	柱頭部の形状について	2-179
5-5-2	P C鋼材について	2-179
5-6	プレキャスト桁架設方式連続桁橋（連結桁）	2-179
5-6-1	連結桁の形式	2-179
5-6-2	適用の範囲	2-179
5-6-3	荷重	2-180
5-6-4	設計	2-180
5-6-5	連結部の構造	2-181
5-6-6	連結部横桁の配筋要領	2-184
5-6-7	連結桁の構造系	2-185
5-6-8	排水ますの配置	2-185
5-6-9	防水処理	2-185
5-7	合理化桁橋	2-186
5-7-1	工法の概要	2-186
5-7-2	参考図書	2-186
5-7-3	適用範囲	2-186
5-7-4	プレキャスト桁の橋種選定について（ $L \leq 45m$ ）	2-187
5-7-5	標準桁高の目安	2-188
5-8	架設	2-189
5-8-1	架設工法について	2-189
5-8-2	架設工法の適用に関する一般的な目安	2-190
6	床版橋	2-191
6-1	R Cホロースラブ橋	2-191
6-1-1	主版の構造解析	2-191
6-1-2	張出しスラブの構造解析	2-191
6-1-3	支点部の解析	2-192

6-1-4	主版の構造細目	2-192
6-1-5	斜橋の場合の配筋方向	2-192
6-1-6	ガス圧接	2-192
7	上部諸構造物	2-193
7-1	地覆、橋梁用防護柵及び防音壁	2-193
7-1-1	地覆	2-193
7-1-2	橋梁用防護柵	2-195
7-1-3	防護柵と幅員構成（橋体幅）	2-197
7-1-4	落下物防止柵	2-198
7-1-5	コンクリート剥落防止対策	2-199
7-1-6	防音壁	2-200
7-2	親柱	2-201
7-3	伸縮装置	2-202
7-4	排水設備	2-204
7-4-1	排水装置	2-205
7-4-2	補強鉄筋	2-206
7-4-3	排水処理	2-206
7-4-4	排水性舗装（参考）	2-207
7-5	検査路	2-208

第3節 耐震設計

1	耐震設計の基本	2-209
1-1	耐震設計の基本	2-209
1-2	耐震設計の原則	2-210
1-3	橋の重要度の区分	2-211
2	設計地震動	2-212
2-1	一般	2-212
2-2	レベル1地震動	2-212
2-3	レベル2地震動	2-212
2-4	地域別補正係数	2-213
3	耐震性能の照査	2-216
3-1	一般	2-216
3-2	耐震設計の流れ	2-217
3-3	各耐震性能に対する橋の限界状態	2-218
3-3-1	耐震性能1に対する橋の限界状態	2-218
3-3-2	耐震性能2に対する橋の限界状態	2-218
3-3-3	耐震性能3に対する橋の限界状態	2-219
3-4	耐震性能の照査方法	2-220

3-5	上部構造の落下防止対策	2-220
4	静的照査法による耐震性能の照査方法	2-221
4-1	一般	2-221
4-2	レベル1地震動に対する耐震性能の照査	2-221
4-2-1	一般	2-221
4-2-2	耐震性能1の照査	2-221
4-3	レベル2地震動に対する耐震性能の照査	2-222
4-3-1	一般	2-222
4-3-2	耐震性能2又は耐震性能3の照査	2-223
5	動的照査法による耐震性能の照査方法	2-225
5-1	一般	2-225
5-2	動的解析に用いる地震動	2-225
5-3	解析モデル及び解析方法	2-226
5-3-1	解析方法	2-226
5-3-2	橋及び部材のモデル化	2-226
5-4	耐震性能の照査	2-227
6	液状化が生じる地盤にある橋台基礎の応答値と許容値	2-229
6-1	一般	2-229
7	鉄筋コンクリート部材の構造	2-230
7-1	鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形能を確保するための構造細目	2-230
7-2	道路橋示方書の改訂に伴う帯鉄筋配置方針について	2-234
8	支承部の照査	2-235
8-1	一般	2-235
8-2	支承部の照査	2-236
8-3	支承部の構造	2-237
9	落橋防止システム	2-238
9-1	一般	2-238
9-2	けたかかり長	2-241
9-3	落橋防止構造	2-245
9-4	横変位拘束構造	2-247

第2章 橋梁設計

橋梁の設計は本章によるものとするが、記述のないものについては下表の関係図書によるものとする。

関係図書	発行年月	発行者
道路橋示方書・同解説 I 共通編II 鋼橋編	H24.3	日本道路協会
道路橋示方書・同解説 I 共通編III コンクリート橋編	H24.3	日本道路協会
道路橋示方書・同解説 I 共通編IV 下部構造編	H24.3	日本道路協会
道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編	H24.3	日本道路協会

(注) 使用にあたっては最新版を使用するものとする。

第1節 橋梁計画

1 共通編

1-1 設計の基本理念

橋の設計にあたっては、「道路橋示方書」にあるように、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、維持管理の確実性及び容易さ、環境との調和、経済性を考慮しなければならない。

(解説)

橋梁の事業費は土工部に比べ割高である。そのため、経済性を考慮しコスト削減を行うことは重要であるが、施工品質の確保・維持管理の確実性及び容易さという概念を忘れてはならない。経済性とは、単に建設費を最小にするのではなく、点検管理や補修等の維持管理を含めた費用のことである。

道路橋示方書に明確な記載がない新技術・新工法を採用する上で、初期建設コストの削減は当然ながら期待されるが、施工品質の確保、維持管理の確実性及び容易さが確保されているのか検討を行い採用にあたっては本局担当課に事前協議を行うこと。場合によっては国総研・土木研究所まで含めた取り組みも必要である。

また維持管理については、日常点検、定期的な点検はもちろん、将来の不足の事態を考慮して、橋の中に点検を行えない部位を出来るだけ少なくするように配慮する必要がある。たとえば、点検のための階段や、補修時の足場設置スペースの確保、点検時を配慮した検査孔の配置・構造なども考えられる。

1-2 道路橋示方書の適用範囲について

道路橋示方書は、支間200m以下の橋の設計及び施工に適用する。ただし、支間長が200mを超える橋についても、橋種、構造形式、架橋地点の実状などに応じ必要かつ適正な補正を行って準用することができる。「道路橋示方書・同解説 I（共通編）」に記載されているが、「適切な補正」の判断が難しいため、これらに関しては本局担当課と協議すること。

道示 I
(H24. 3)
1. 1

1-3 橋梁計画について

1-3-1 設計（供用）期間の設定

橋の設計において、自動車荷重による疲労設計や塩害に対するコンクリート部材の耐久性設計など、劣化（ダメージ）が蓄積するタイプの損傷要因に対して設計を行う場合は、何らかの目標とする期間が必要である。

橋は道路網の重要な位置を占めており、架け替えや大規模な補修によって機能が一時的にでも失われることは極力避けなければならない。既に膨大になった供用中の橋梁の数を考慮すると、橋の寿命は可能な限り長いことが望ましい。

一方、耐久性設計の根拠として用いられる試験データは、一般にばらつきが大きく、信頼性を高めようと設計に過大な余裕を見込みがちであることから、いたずらに長い期間を規定すると極端に不経済な設計となることが予想される。よって、設計供用期間の設定にあたっては、当該橋の使用条件等を踏まえ適切な期間を設定しなければならない。特別な事情がある場合を除き100年を目安に設定してもよい。なお、海外では、Design Life, Design Working Life 等の用語が用いられており、直訳すると設計寿命ということになるが、寿命という日本語の互換が機能を失うことと解釈されやすいので、設計供用期間という言葉を用いることとした。

道示 I
(H24. 3)
1. 4

1-3-2 橋梁計画の基本事項

橋梁計画にあたっては、以下に示す各要件を総合的に考慮のうえ決定しなければならない。

- (1) 橋梁建設上適正な位置および路線線形を考慮すること。
- (2) 橋梁計画の外部的要件を満たすこと。
- (3) 構造上安定であると同時に経済的なものであること。
- (4) 施工の確実さ、容易さ、また急速性も合わせて考慮すること。
- (5) 構造物の標準化を図ること。
- (6) 走行上の安全性、快適性を考慮すること。
- (7) 維持管理の確実性及び容易な形式を考慮すること。
- (8) 構造物自体および周囲の景観に対し、十分な審美的配慮をすること。

- (1) 橋梁構造物の特性は、土工と比較して工費が高いこと、損傷した場合の補修が容易でないことであり、このために橋梁計画に際しては経済性と安全性が常に要求される。

道路建設費に占める橋梁高架費はその路線選定、線形設計の段階で概ね決まってしまうものである。路線選定は地形、用地、地上物件その他多い要素によって決定されるものであるが、橋梁が主体を占める路線にあつては、当然、橋梁建設上最適の路線および線形設計を考えるべきである。

一般的には路線計画の一環として計画される場合が多いので、橋費を少なくすることばかりに気を取られても、必ずしも路線全体として有利になるとは限らない。しかし、この場合でも、少なくとも橋費が工費に占める割合が大ききことを念頭において路線決定を行う必要がある。

また、大略の路線選定を経て、平面線形、縦断線形を最終的に決定する段階では、橋梁位置付近の線形を微調整することにより、設計施工上非常に有利になることが多いので、十分気をつけるべきである。

具体的には河川等交差物との交差角度をできるだけ大きくする。縦断線形上サグの位置をできるだけ橋梁上から避ける。道路等の交差物に対して建築限界はある程度余裕をとるなど考えられる。

- (2) 橋梁の計画にあたってはまず問題となるのは、橋長、支間、橋台、橋脚の位置、方向、けた下高、および基礎の根入れなどであるが、これらは、地形、基礎地質の状態などによるほか、交差河川、道路の管理者の意向が重要な要素をなすので、事前に十分な基礎地質調査を行い、また、交差物管理者とも十分に協議して、必要条件を決めなくてはならない。

- (3) 構造上安定であること。また経済的であること自体は論をまたないところである。往々にして議論となるが、安定の評価であり、その兼ね合いでの経済性ということである。安定の尺度として示方書等諸基準を満足しているかどうかという事であるが、このことは、必要条件ではあっても十分条件とはなり得ないであろう。難しいことであるが、多くの経験知識のうえにたつて総合的配慮のなされたものは、図面あるいは完成物を見る人をして安心感を抱かせるものである。

経済性については、公共構造物にあつてはきわめて重要な要素であり、上・下部のバランスを考慮することはもちろん、建設から維持管理までを含めたトータルのライフコストを考慮する必要がある。経済比較において注意しなければならないことは、計画段階での精度の問題であり、既往資料を十分活用して行うことは言うまでも無いことであるが、あくまで推定されたものであるということである。今後の設計、施工で予想される工費の増加等についても可能な限り配慮すべきである。たとえば、比較上でほぼ同一の経済性である場合は、施工、維持管理の容易な形式を選定するなどである。

- (4) 経済性で、かつ、上記の必要の要件を満たせば問題ないが、工費がほぼ等しい場合には、施工性を十分に考慮すべきである。

新工法の導入などの場合、施工の確実性に十分な資料を欠く場合もあるが、技術の進歩を考えるとときには、種々の検討を行い、かつ、小規模な工事から試用するなどの順序をふんで、よいと思われるものは、積極的に採用すべきである。

- (5) 橋梁の計画では1橋ごとに最適の形式および橋長を検討してゆくのであるが、計画の最後の段階で全部の橋梁を統括的に検討して統一のとれたものにしなければならない。たとえばオーバブリッジなどでは外的条件から橋長がある程度異なった橋を1橋ずつ架設するより、工費的に多少のロスがあっても橋長の大きい全く同一寸法の橋梁を架設する方が、設計費+工費の全体額では経済的でもあるし、施工面での能率もよい。

多数の橋を計画する場合は形式はもちろん、その構造寸法についてもなるべく標準化を図って設計の画一化、設計照査の簡略化、工事施工能率の向上を図ることが大切である。

- (6) 橋梁上の走行の安全性、快適性を支配する要素としては、路線の線形の外、路面上に見える構造物の部材、伸縮装置などがある。設計に際しては、以下の原則に従うものとする。

1) 構造は、一般に上路形式を原則とする。しかし、けた下高の条件や、縦断線形計画において、軟弱地盤対策等、橋梁前後の土木費が経済性に大きく影響する場合は、中路あるいは下路形式を採用してもよい。

2) 伸縮装置は、走行中のショック、破損による補修等問題を生ずるところなので、これの少ない連続橋が望ましい。

- (7) 橋梁における維持管理上の問題は伸縮装置、支承等の付属物に発生することが多い。したがって、維持管理上はこれらの少ない形式を考慮することが望ましい。

- (8) 一般に道路に要求される機能としては安全性、経済性、快適性および景観の4つが考えられる。景観を除く3つの要素を狭義の機能とし、これに景観機能を合わせたものを広義の意味での道路機能と考えることもできる。

最近景観的配慮ということは、もはや目新しいことではなくなったが、その理解のしかたにおいてはかなりバラツキがある。景観的配慮とは、構造物のおかれる周囲の自然環境、都市環境との調和あるいは対比（コントラスト）をいかにするかということであり、また道路を利用する人々に対しても好感を与えるべく配慮することである。

経済性と景観上の配慮とは、多くの場合、調和させることが、ときとして相反するために二者択一あるいは双方からの歩みよりが要求されることもあり、道路の建設の意義を認識するとともに、自然環境の重要度なども合わせて調和を見出す努力が必要である。

1-4 橋梁設計業務について

委託設計については、「設計業務等共通仕様書」に基づいて行うものとし、橋梁設計業務は次の区分により行うものとする。

1-4-1 予備設計

1 予備設計は地形図及び別途検討資料等(道路概略設計及び予備設計検討資料等)をもとに、橋梁の架設地点の地形、地質、河川等の状況及び前後の路線計画等について詳細に現地調査を行い、施工性、経済性、維持管理、走行性、美観及び環境面等の観点から、橋種、支間割、構造等について十分検討を行い、数種の一次比較案を提示し、担当職員・本局担当課と協議のうえ適当と思われる橋種(道路橋示方書等に記載している橋種)から順に橋梁形式3種類程度を選定し一般図を作成するものである。(一次比較案の段階で本局担当課(道路工事課 構造係)と協議してもよい。)

なお、橋梁計画における暫定系、完成系を配慮した計画を行うものとする。工事用道路が必要な場合は担当職員に協議の上、調査、計画を行うものとする。また、地形調査においては橋梁全体が把握できる程度の平面測量($S=1/200$ 程度)を行うものとする。地質調査については、橋梁全体が把握できる程度の調査を行うものとする。

2 上部工については支間割、主桁配置等を想定し主要点(主桁上最大曲げモーメント又は軸力の生ずる箇所)の概略応力及び概略断面検討を行い、支間割、主桁配置、桁高、主構を決定するほか、構造決定に必要な予備計算を行うものとする。

3 下部工については上部工の概算重量により躯体及び基礎工の型式規模を想定し、概略応力計算及び安定計算を行うものとする。

下部工計算については、必要に応じて適宜、地震時保有水平耐力法の計算を行うものとする。

4 設計図は一般図(平面図、側面図、上下部主要断面図等)とし、鉄道、道路、河川等との関連、建築限界及び河川改修計画断面等を記入するほか、担当職員より貸与された資料により土質柱状図を記入するものとする。寸法の表示は橋長、支間、桁高、桁間隔、下部工の主要寸法等構造物の基本的もののみとする。尚縮尺は $1/50\sim 1/500$ を標準とする。

5 数量計算は一般図に基づいて概略数量を算出するものとする。

6 概算工事費は担当職員と協議した単価に基づいて算出するものとする。

7 報告書には橋長、スパン割、橋台、橋脚の位置等の決定根拠(コントロールポイント)を明記する。各型式毎に経済性、施工性、走行性、将来の維持管理の難易、美観及び環境等について、得失点及び問題点を列記し各々の評価を行い、詳細設計の段階でさらに検討を必要とする事項等を含めて記載するものとする。なお、評価項目の配点については担当職員と協議し、その妥当性について検討すること。また、予備設計前において用地幅が確定している場合は橋梁予備設計で行っ

た床堀等の影響を考慮すること。(追加用地については、追加面積及び幅杭面積等を明確にしておくこと。)

8 予備設計にあたり他関係機関との協議を行うことがあるが、その記録を残し詳細設計に反映させるものとする。

9 選定された上下部工型式および基礎工型式のコスト縮減について検討し、コスト縮減効果及び事例、問題点を整理すること。

また、基礎工については、杭基礎(場所打ち杭)の場合、杭の支持力を推定するにあたり、一軸圧縮試験および載荷試験によりコスト縮減が図れると判断される場合は、本局担当課(道路工事課構造係)との協議を行うこと。

10 予備設計時に検討できなかった調査項目(測量・地質調査・地質試験)、対外協議等の懸案事項については、担当職員と協議のうえ、詳細設計へ引き継ぐこと。

11 予備設計時の橋種選定を行う上で重要な要素となるが、見落としがちになっている検討項目を下記に示すので、十分留意し検討を行うこと。

1) 架設工法の検討

架設工法の選定については、橋種選定に関わる重要な要素であるため、予備設計時において、関係機関と調整を行い検討を進めること。

架設工法が変更になる事例)

・跨道橋の場合、通行規制(通行止め)を前提としていたが、道路管理者と協議を行った結果、通行規制ができなかった。

・ベントを河川内に設置する予定であったが、河川管理者と協議の結果、設置できなかった。

2) コントロールポイントの設定

交通量の少ない道路や水路については、コントロールポイントにならない場合があるので、事前に関係機関や地元水利員等と協議を行い確認した方がよい。

1-4-2 詳細設計

1 予備設計完了後に経年を経ているものは、橋梁型式の妥当性を整理すること。

なお、橋種が変更になる場合は本局担当課(道路工事課構造係)に報告すること。

2 詳細設計は予備設計で検討された方針又は特記仕様書等で示された設計条件をもとに現地調査を行い、土地の立地条件等を十分考慮して橋梁の上部工、下部工及び付属構造物等、橋梁工事に必要な設計を行うものである。

3 設計は上部工(橋体、床版、支承、高欄、伸縮断手等)下部工(躯体基礎等)袖擁壁等について必要な設計計算を行い、型式及び寸法を決定するものとする。

4 鋼橋、PC橋等における主桁等主要部材の設計に当たっては、現地への搬入条件及び仮設条件等を考慮して行うものとする。

5 担当職員より与えられた道路の平面及び縦断線形図等に基づいて、当該構造物の必要箇所(橋面、橋座、支承面等)について詳細に線形計算を行い、平面及び縦断面座標を求めるものとする。

6 上部工の架設については、担当職員と協議のうえ設計内容、現地の立地条件及び部材の輸送条件等をもとに仮設段階における安全性を含めて詳細に検討するものとする。

尚下部及び基礎工についても施工方法を検討するとともに、土留・締切・仮橋等の間接工事が必要な場合は、その設計も合わせて行うものとする。

7 数量設計は上部工、下部及び基礎工（袖擁壁及び土工を含む）、間接工事等、工事毎に行うものとし、必要に応じて材料表を作成するものとする。

8 地質調査については、橋脚位置が確定した位置においてジャストボーリングを行うのを原則とする。地形の急峻な場所および段差構造が計画される所の場合は、追加ボーリングを行うものとする。また、予備設計時と地質調査結果が異なる場合は、基礎工型式については、再度検討を行うものとする。

1-4-3 施工計画

施工計画書には上部工、下部及び基礎工の規模、型式決定の経緯、道路・鉄道等の交差及び河川等の横過条件、構造各部の検討内容及び問題点、概略の施工順序及び施工方法、施工機械、仮設備計画、その他設計及び施工上の問題点等について、検討結果を記載するものとする。尚施工上特に留意すべき点を特記事項としてまとめて記載するものとする。

1-4-4 予備設計・詳細設計報告書の留意事項

- 1 設計に用いる記号は道路橋示方書にもとづくものとする。
- 2 設計条件は応力計算の前に整理し明記しなければならない。
- 3 計算に用いる公式、図表などは、その出典を加えるものとする。
- 4 曲げモーメント図、せん断力図、たわみ図は原則として添付すること。
- 5 設計断面と作用荷重、許容応力度、実応力度の対照一覧表を作成すること。
- 6 電子計算機を利用した場合、設計条件を示し、入力条件、出力データを見易く明記すること、又、出力データを他の計算に用いる場合はその数値の出典を明示すること。

1-4-5 橋種選定における打合せ事項

a 橋梁の設計をいかにうまく高度に行っても型式の選定をあやまっていると非常に不経済になることが多い。

型式の選定にあたっては、工費の他に架設条件、運搬条件、現場の気象条件、交通条件、施工管理の難易、工期、美観、維持費等も勘案して選定するものとする。但し橋梁の規模により予備設計及び型式の決定を次の如く行うものとする。

- (1) 橋長20m以下の橋梁で平易な構造のものは、予備設計の必要はなく、上記各種条件を勘案して事務所で決定してよい。

- (2) 橋長20m以上50m未満の橋梁で平易な構造のものは、特に予備設計の必要はないが前記の各種条件を勘案して型式を比較選定するものとする。
- (3) 原則として50m以上の橋梁及び特殊な構造の橋梁（斜張橋、吊橋、アーチ橋等）は予備設計を行うものとし、「橋梁比較設計検討会」に諮るものとする。
（別紙様式参照）
- (4) 鋼橋の場合は、塗装の塗替費用も考慮すること。
C-5系の塗装の耐久年数は一般環境部では60年、塩害環境部では30年を標準とする。

1-4-6 橋梁設計委託業務選定フロー

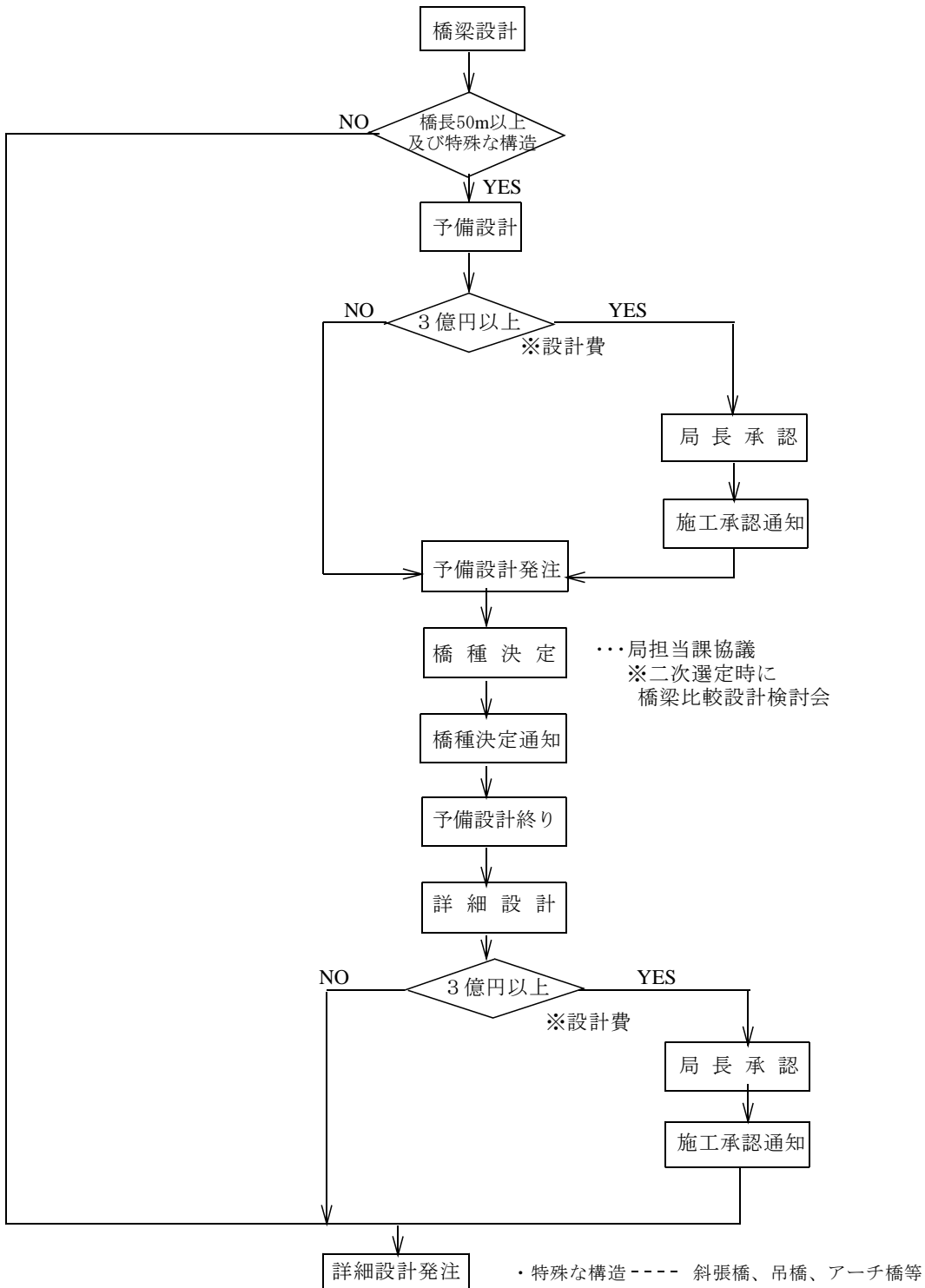


図1-1 橋梁設計委託業務選定フロー

1-5 設計照査

1-5-1 概要

設計の照査の重要性については、いまさら論をもたないが、照査にはまた多くの難しい問題が含まれ、その方法を簡明に整理することは容易ではないので、ここでは、照査の考え方の概略を簡単な例によって示すことにする。

設計上の誤りの種類には、

- ① 計画に関しては他機関あるいは地元との協議不足
- ② 設計条件の打合せの不備及びとり違い
- ③ 設計計算の誤り
- ④ 計算理論の誤りあるいはその適用上の誤り
- ⑤ 座標関係の誤り
- ⑥ 技術的検討不足
- ⑦ 示方書、各種基準等の規定に合格しないもの、あるいは、その適用の誤り
- ⑧ 図面の書き違い
- ⑨ 材料計算の誤り
- ⑩ 製作・架設上難点のあるもの

等のさまざまなものが挙げられる。

1-5-2 設計照査内容

1 適用範囲

直接基礎形式の逆T式、重力式橋台および橋脚、橋梁下部工の杭基礎に適用する。なお、これ以上の橋台、橋脚、杭基礎（擁壁・ボックス等）についても、基本的には準用することができる。

2 設計照査の構成

1) 調査

詳細設計を開始するにあたって必要な事項に関するもので、照査項目を道路規格、地質調査、測量、関連機関との協議等に分け、それぞれについて留意事項を示している。

2) 設計条件

詳細設計を実施するにあたって必要と思われる基本設計条件に関する設計照査で、照査項目を地質条件、耐震条件、交差条件、水位、使用材料、許容応力度、上部工の諸条件等に分け、それぞれについて条件決定上の留意事項を示している。

なお、入力条件（インプットデータ）については、その根拠を明確しておくこと。

3) 基本寸法

諸条件に基づいて決定された構造物の基本寸法に関する設計照査で、照査項目を基本形状、パラペット、梁、壁、柱、フーチング、杭寸法等に分け、それ

それぞれについて寸法決定上の留意事項を示している。

4) 安定計算、断面計算

寸法決定された構造物の安定計算、断面計算に関する設計照査で、照査項目を安定計算、部材断面の計算、付属物の設計に分け、それぞれについて計算上の留意事項を示している。計算結果については、その決定根拠を明確にしておくこと。

5) 図面、数量、施工計画

図面、数量、施工計画に関する設計照査で照査項目を構造図面、配筋図面、材料計算、施工計画に分け、それぞれについて留意事項を示している。

3 照査は、設計各段階毎にこまめに行うことが肝要である。図1-2に設計フローを示す。又、基本事項の統一による照査の効率化を図るため、詳細設計照査要領（建設省大臣官房技術調査室 平成11年3月）を活用すること。

この時の橋梁詳細設計照査フローチャートを図1-3に示す。

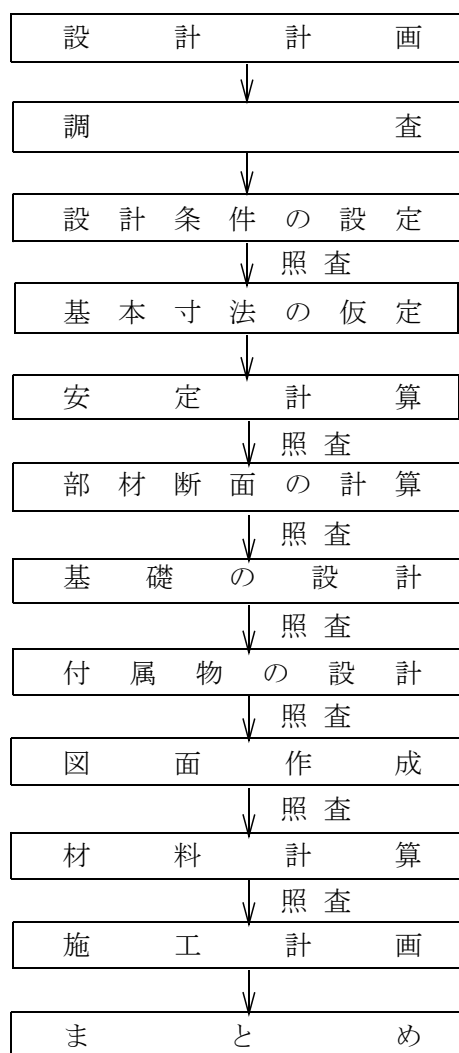
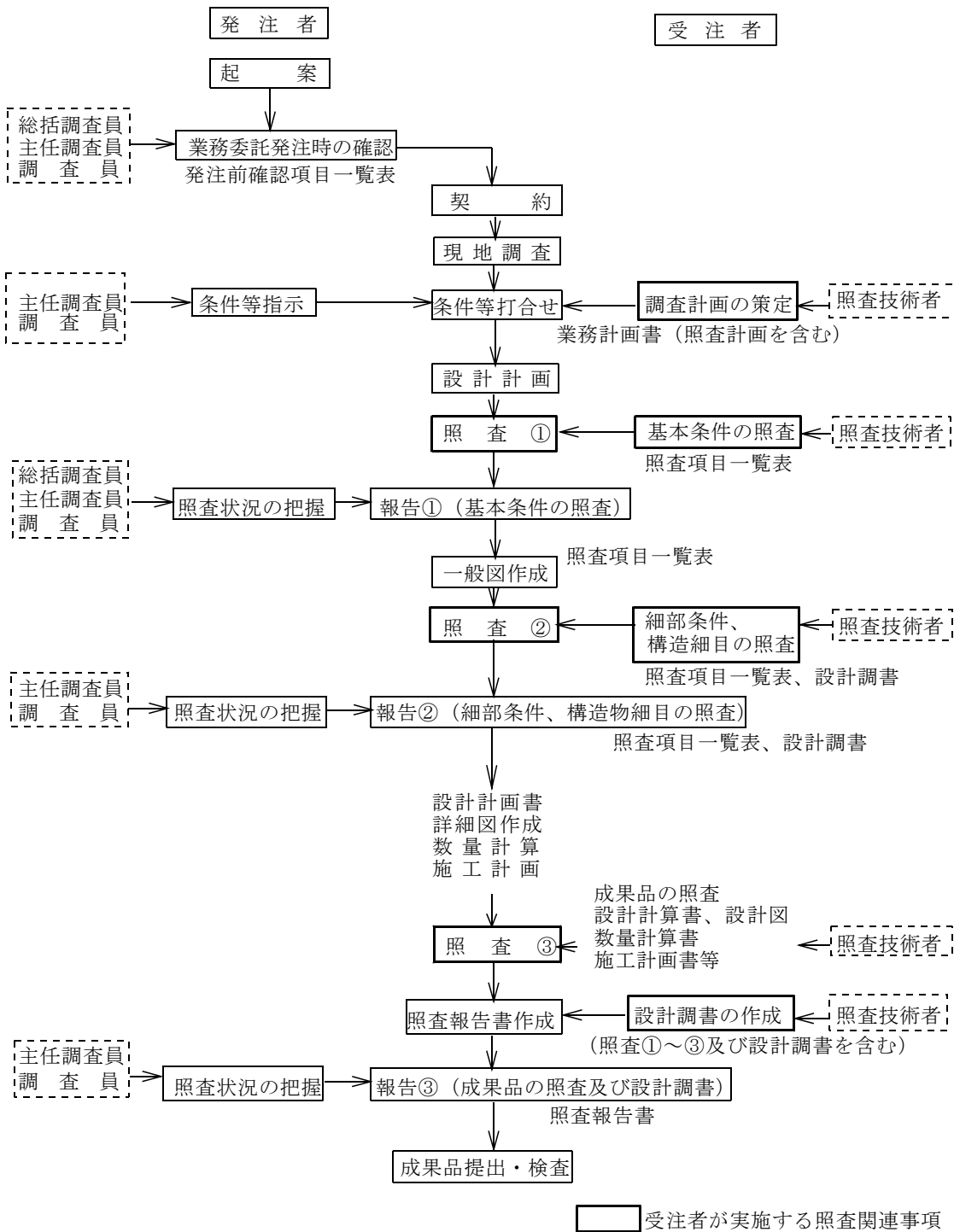


図1-2 設計フロー



注記 ※ 照査②の段階より、設計調書の有効活用を図る。
 ※※ 工程に関わる照査・報告①②③の時期は、業務計画書提出時に打ち合わせにより設定する。

図 1 - 3 橋梁詳細設計照査フローチャート

1-5-3 電子計算機利用上の注意

構造計算に電子計算機を用いることが多くなったが、設計技術者は途中の計算過程を十分理解しないまま結果を利用していることが多い。

したがって、その照査も丹念に行われることも少なく、高次の不静定構造物ともなると、さらに調査も行われにくくなっている。電子計算機の結果の誤りは構造モデルの不適合、適用プログラムのとり違い、プログラム自体の間違い等重要なものも多いが、通常の橋梁に対するプログラムもかなり整備されているため、最近では入力データの間違いが大半を占めているようである。しかし、これらが計算続行を不可能にするか、計算結果が全く非常識な値となる場合以外は、計算結果を見ただけでその誤りを発見することは困難である。

電子計算機を使用する場合の照査の基礎的な点について以下に記してみる。

- ① 使用するプログラムの背景となっている理論とか解析方法の確認を行い、計算の対象とする構造系に対して、あるいは、計算目的に対して適当かどうかを検討する。
- ② 構造物モデルが実際の構造系を正しくあらわしているかどうかを確認する。
- ③ 入力データに対してプログラムのもつ制約条件（特に境界条件について）を確認する。
- ④ 入力データを十分に照査し、数値が正しく入力されているかどうかを確認する。
- ⑤ 出力された計算結果は、簡単な構造の場合には主要箇所を電卓などで検算し、また、複雑な構造の場合には、電卓で計算できるような簡単な構造モデルに置き換えてみて検算する。

2 調査編

調査は、経済的かつ安全な橋梁全体を設計及び施工するために必要な資料を得ることを目的として実施するものである。設計段階においては、主に、支持層の選定、地盤条件を考慮した基礎型式の選定、設計のために必要な地盤定数の設定等に必要な資料を得ることを目的とする。

2-1 地形・地質調査

この段階の調査は、主として既存資料の収集整理、空中写真の判読、現地踏査によって土質、地質、地下水等についての情報のとりまとめを行う。

ただし、概略設計、予備設計において、路線計画、道路の構造、工費などに著しい影響を与える可能性のある地域、たとえば、崩壊多発地域、地すべりのおそれのある地域、軟弱地盤、大規模な切土の予想される箇所、橋梁予定地点、トンネル、切土などによる著しい地下水の涸渇のおそれなどのある箇所などについては物理探査、サウンディング、ボーリングなどをできる限り実施するのが望ましい。

2-1-1 資料調査

予備調査では、現地での作業ができないことが多いので、既存の関連資料、たとえば地形図、空中写真、地質図、周辺の他工事の土質・地質調査報告書及び工事記録、災害記録などを収集する。収集した資料は1/5000程度の大縮尺の図面等に整理し、道路建設上重大な障害となる地域の存在とその規模、大規模な切土・盛土、橋梁、トンネル予定地域の概要、路線に沿う概略の土性、地表水、地下水の状況等がわかるようにする。

特に空中写真は、実態視判読を行うことによって詳細な地形情報、特に道路土工上問題となるような地形、および断層等の地質情報がある程度判読することができるので、有用である。

2-1-2 現地踏査

現地踏査は、収集した資料の整理の結果を確認するとともに、道路建設上問題となる箇所の発見およびその問題の大きさを把握し、次段階の調査を立案するために行う。この調査は極めて重要な意味をもつ調査で、かつ資料や観察事項の解釈及び判断に高度の技術的知識を要するので、十分な経験を有する技術者が担当するようにし、繰り返し行う必要がある。また現地踏査は地形・地質の観察と同時に地元の古老、あるいは地元公共機関の意見を聴取することも重要である。

崖、土取場跡地、既設のり面等は十分観察し、必要に応じ試料を採取し、土質試験を行う。

2-1-3 地形調査

実施平面図 (S = 1/200~1/500)、縦断面図。横断面図

2-1-4 地盤調査

地盤調査にあたっては、既存資料の収集を踏まえ、その目的と試験項目を整理すること。(例：ボーリング調査、既存資料の収集)

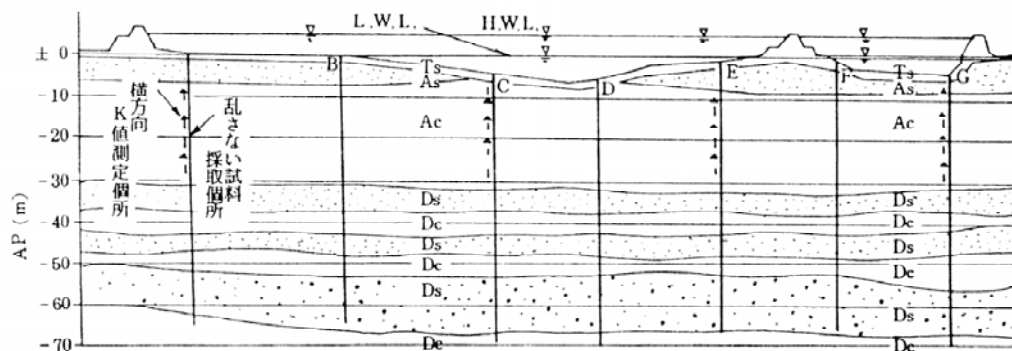


図 2-1 地盤調査の例

表 2-1 地盤調査項目と設計する工法との関係

地層	地盤調査項目	関連する設計施工の項目
中間層	N値、粘着力、内部摩擦角、土の単位重量	掘削作業、杭およびケーソンの周辺摩擦力、ケーソンの水平支持力、築島、仮締切り工、山留め工の安定、ケーソンの沈下荷重、杭の打込み抵抗、場所打ち杭の施工法
	砂の粒度分布、れきの大きさ、含水量、液性限界、塑性限界	掘削作業、杭の打込み抵抗、場所打ち杭の施工法、ケーソンの沈下荷重
	横方向K値	ケーソンおよび杭の水平抵抗
支持層	N値、支持層の深度	基礎工の鉛直支持力、基礎工の深さ、基礎工の施工
	れきの大きさ、岩盤の一軸圧縮強度	場所打ち杭の施工法、ケーソンの沈下
地下水	水圧 地下水の移動	掘削作業、場所打ち杭の施工法、ケーソンの施工、基礎工の支持力

調査の主要目的、調査内容については、道示IV (P120~P123表-解2. 1. 1調査の種類) および土質調査法 (土質工学会編P1~P5) を参照のこと。

なお、本調査については、それぞれの橋脚及び橋台の位置において行うことを原則とする。従来、高架橋等の場合に全下部構造にて調査を実施されていない例もあるが、地盤条件は必ずしも同一とは限らず、設計で想定した施工ができない場合も考えられる。また、供用中に設計で想定しない挙動や不具合が生じることがあるためである。

2-2 施工条件調査

2-2-1 地下埋設物調査

地下埋設物の性質によっては、橋梁の設計に大幅な制約を受けるので、埋設物の概況を事前調査し移設・取壊し可能なものと、そうでないものを区別しておく。又、将来計画についても十分調査の必要がある。

2-2-2 河川調査

河川管理者との協議と平行して必要な調査を進める場合が一般的である。橋台の位置、スパン割フーチングの天端高、けた下高、施工可能時期等を決定するための調査が主で、次の段階の調査としては特殊なケースではあるが、舟航調査（仮締切り計画及び架設計画に必要な調査）旧護岸等の障害物調査、水流調査等がある。

2-2-3 鉄道調査及び港湾調査

この調査も河川調査と同様に鉄道管理者及び港湾管理者とスパン割、基礎の構造及び位置、けた下高、施工可能時期等について協議および必要な調査を行う。

2-2-4 周囲構造物の調査

この調査は、工事によって周囲構築物に損傷を与えないような工事方法を選定するうえで重要である。また、不幸にして工事による損傷が生じた場合に補償を含めた事後処理の方針を決定するうえからも重要な調査である。なお調査項目としては次のようなものがある。

- (1) 周囲構築物への破損の有無、写真を写すだけでなく、基礎の構造などの調査を行う。
- (2) 周囲構築物の基礎状況と橋梁の基礎工事との対比を行う。

2-2-5 仮設物を設計するための調査

工事に必要な直接仮設工事は、本体工事の施工の適否に密接な関連があるので、これらを含めて調査する。

仮設物のうち山留め工及び仮締切り工の調査として重要な項目は次のとおり。

- (1) 地形、地盤性状および地下水
- (2) 既往の工事例、工事記録（事故例等）
- (3) 地下埋設物の現況、周囲構築物の状況
- (4) 舟航、水流
- (5) 工事による騒音および公害
- (6) 使用可能の材料および建設機械
- (7) 道路（又は鉄道）交通の現況ならびに工事幅の交通切替等の交通処理

2-2-6 周辺状況により施工中に観測を必要とする項目

- (1) 土圧および水圧測定（異常の発見）
- (2) 応力測定（切りばり、腹起こし等の破壊防止）
- (3) 変形測定（異常の発見）
- (4) 地表面沈下測定（建物、ガス管等の破壊防止）
- (5) 地下水位変動調査（地盤沈下、井戸枯れの予測）
- (6) 地下埋設物変位調査（地下埋設物の破壊防止）
- (7) ガスもれ、漏水調査（ 〃 ）
- (8) 酸欠調査（人身事故の防止）

2-2-7 周辺環境調査

橋梁の工事においては、周辺環境に支障のない調査を行う。

主な調査項目は以下のとおり。

- (1) 騒音・振動に関する調査
- (2) 水質汚染に関する調査
- (3) 土壌汚染に関する調査
- (4) 地盤沈下に関する調査
- (5) 電波障害に関する調査
- (6) 日照妨害に関する調査

3 協議編

3-1 一般

- (1) 道路、鉄道、河川等の交差を橋梁で計画する場合、協議に必要な調査を十分行い、管理者と協議しなければならない。
- (2) 国立公園、文化財埋蔵地区内を通過する橋梁等では、法律により管理者の許可が必要な場合があり、協議を十分行うものとする。

(1) 調査する項目は各々の対象施設によって異なるが、必要な基本的項目を以下に列記する。

(a)対象施設名、(b)所在位置、(c)管理者、(d)施設現況、(e)同将来計画、(f)適用法、規制基準等である。

まずこの中で(c)管理者が誰であるか明確にしておくことが重要である。手戻り等が生じやすい例として、用水、溜池等の農業施設が挙げられる。

又、河川では、水利権、漁業権が設定されていることが多いので、必要に応じて権利者との協議も行う。

(2) 法律によって決められている地域を通過する橋は、工事等で制限を設けるので、路線全体としての協議が必要である。それらの関連公共地域として、以下の例が挙げられる。

主な関連公共施設	適用法（主な条項）
河川保全地域、河川予定地	「河川法」（第18、24、26、55条）
砂防指定地	「砂防法」（第4条）
海岸保全地域	「海岸法」（第7、8条）
自然環境保全地域	「自然環境保全法」（第14、17、22条）
国立公園、国定公園	「自然公園法」（第17、18、20条）
埋蔵文化財を抱蔵する地域	「文化財保護法」
地すべり防止地域	「地すべり等防止法」（第3、18条） 「急傾斜地崩壊による災害の防止に関する法律」 (第3、7条)

なお、その他の関連施設として、空港、漁港、送電線、電波施設および都市計画があり、各々の対象法律によって規制条件が定められているので、路線全体としての協議をすることが多いが、橋梁計画の際にも十分調査する。

3-2 道路

(1) 道路と交差する場合に、道路管理者との協議において、事前に確認すべき主な事項は次のとおりである。

- 1) 道路現況（道路規格、道路巾員、建築限界、縦横断等）
- 2) 道路将来計画（都市計画決定の有無、歩道の有無等）
- 3) 埋設物件

(2) 主な協議事項は次のとおりである。

- 1) 橋長、支間長
- 2) 橋台、橋脚位置
- 3) 基礎根入れ深さ
- 4) けた下高
- 5) 付替道路（迂回路含む）
- 6) 施工方法（防護方法含む）
- 7) 交差部と相手方との将来の管理区分

(1) 道路法にいう道路相互間の交差については、すべて道路構造令に基づく技術的基準に従う必要がある。

(2) 道路には埋設物（水道管、ガス管、電話、電力ケーブル等）が設置されているのが通常なのでフーチングの根入れ、オーバブリッジの添架物件等も設計条件の一つとして加えるものとする。又、施工に当たっても付替、仮段階等があり、合わせて管理者と協議を重ねることが必要である。

3-3 鉄道

(1) 鉄道と交差する場合、鉄道管理者との協議において、事前に確認すべき事項は次のとおりである。

- 1) 鉄道現況（線路種別、線路等級、軌道巾、建築限界、車両限界、電化の有無等）
- 2) 改良又は線増計画

(2) 協議事項は次のとおりである。

- 1) 橋梁型式
- 2) 橋長、支間長
- 3) 橋台、橋脚位置
- 4) 根入れ深さ
- 5) けた下高
- 6) 施工計画（鉄道施設移設、鉄道防護工等）
- 7) 工事委託の有無
- 8) 監督員派遣等
- 9) 防護柵

(1) 鉄道は法規によって、次のとおり分類される。

- | | |
|-------------|-------------------------|
| (a) 普通鉄道 | 鉄道事業法（昭和61年12月4日法律第92号） |
| (b) 懸垂式鉄道 | 〃 |
| (c) 跨座式鉄道 | 〃 |
| (d) 案内軌条式鉄道 | 〃 |
| (e) 無軌条電車 | 〃 |
| (f) 鋼索鉄道 | 〃 |
| (g) 浮上式鉄道 | 〃 |

(h) 専用鉄道 鉄道事業法（昭和61年12月4日法律第92号）

(i) 軌道 軌道法（大正10年4月14日法律第76号）

(j) 新幹線鉄道 全国新幹線鉄道整備法（昭和45年5月18日法律第71号）

なお、従来の日本国有鉄道の事業は旅客鉄道株式会社及び日本貨物鉄道株式会社に継承されているが、その関連規定は普通鉄道の分類に位置付けされる。（以下両会社の鉄道を旅客鉄道等の鉄道と略す）

各々によって基準等が異なるので、調査を十分行うものとする。

(2) 旅客鉄道等の鉄道における関連項目を以下に示す。

鉄道に関する技術上の基準を定める省令（平成13年12月25日 国土交通省令第151号）

3-4 河川

主な協議事項を以下に示すが、河川との交差にあたっては河川整備計画に従って橋梁を計画しなければならない。

(1) 河川と交差する場合、河川管理者との協議において事前に確認すべき事項は次のとおりである。

- 1) 河川現況（縦横断形状寸法、河床高さ、高水流量、高水位等）
- 2) 河川改修計画の有無
- 3) 流下方向、計画断面寸法、河床高さ、計画高水流量、計画高水位、河床勾配、管理用道路等
- 4) 施工可能期間等の施工条件

(2) 主な協議事項は次のとおりである。

- 1) 径間長
- 2) 橋台の位置及び底面高
- 3) 河積阻害率
- 4) 橋脚形状及びフーチング根入れ

(1) 河川管理者に対し、河川管理施設等構造令及び同施行規則（以下構造令、規則と略す）等に基づき、協議を行うのであるが、この構造令及び規則に定めのない条件の場合は、文書確認毎慎重に協議する必要がある。

また、河川管理者から示された径間長は必要条件であり、長大な基礎を必要とする地盤では経済性施工性より、より大きな径間長の方が適切な場合もありうるので注意を要する。改修計画には概略のものから施行直前のもので各種段階があるので、各項目を十分幹線管理者に確認する必要がある。流下の方向や計画高は当該地点の詳細地形図を河川管理者が保有せず、地形に適合していない場合もあるので実測地形図に記入し確認することが必要である。

(2) 河川管理施設構造令及び同施行規則の要旨を以下に抜粋するが、協議にあたっては河川管理施設等構造令および同施行規則を十分理解する必要がある。

なお、護岸構造については、画一的にコンクリートブロック張りとすることなく、周囲の状況を十分勘案の上、緑化等環境保全や景観的配慮を加える必要がある。

1) 橋台（構造令第61条）

橋長とは一般に橋の両端の橋台の前面（胸壁前面）間の長さをいい、橋台前面の位置は図3-2、図3-3に示すように川幅によって異なる。なお、橋長を短くするために、鞘管構造を計画し提体内に橋台を設けることを検討することが望ましい。

・川幅が50m未満

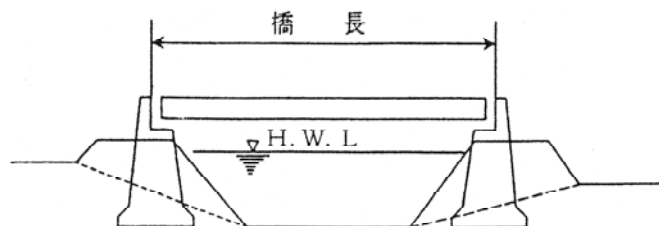


図3-2

・川幅が50m以上

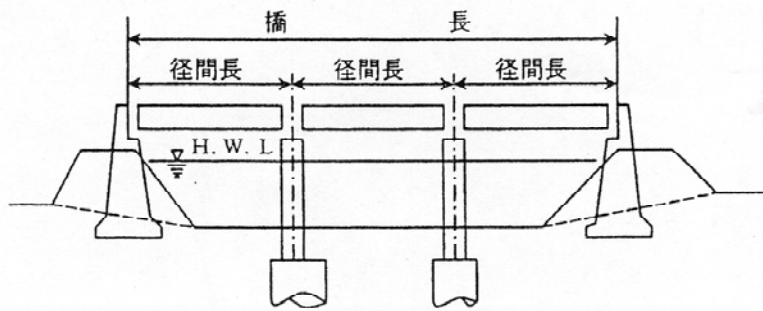


図 3 - 3

2) 径間長（構造令第63条）

径間長とは洪水が流下する方向と直角の方向に河川を横断する垂直な平面に投影した場合における隣り合う可道内の橋脚の中心線間の距離をいう。

径間長の決定は概略、図 3 - 4 のフローチャートによる。

3) けた下高（構造令第64条）

橋のけた下高は計画高水流量に応じ、計画高水位に次の表に掲げる値を加えた値以上とするものとする。

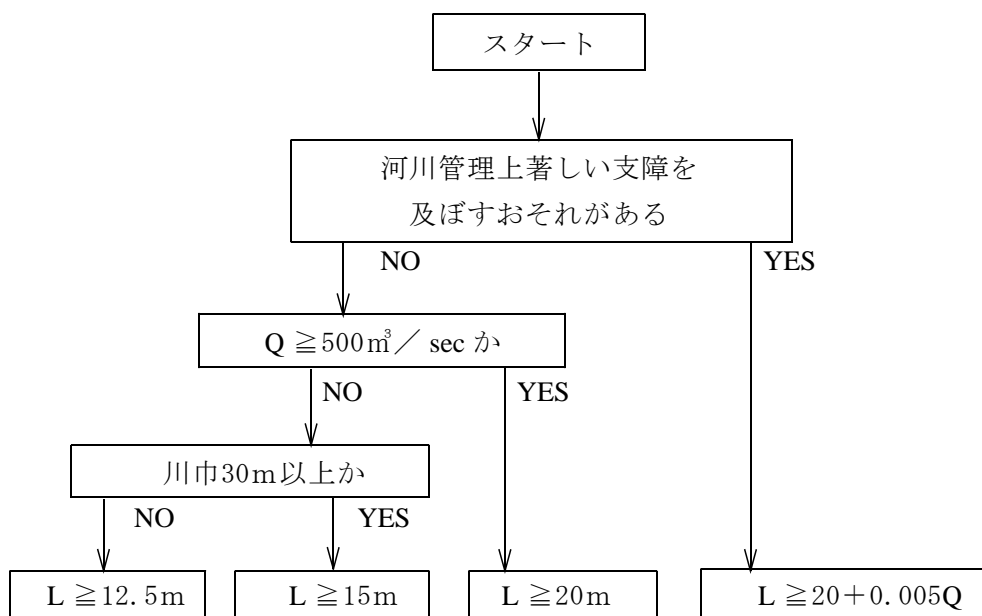
表 3 - 1

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

4) 橋脚（構造令第62条）

(1) 断面形状

河道内に設ける橋脚（基礎部（底版を含む。次頁において同じ。）その他流水が作用するおそれがない部分を除く。以下この項において同じ。）の水平断面は、できるだけ細長い楕円形その他これに類する形状のものとし、かつ、その長径（これに相当するものを含む。）の方向は、洪水が流下する方向と同一とするものとする。ただし、橋脚の水平断面が極めて小さいとき橋脚に作用する洪水が流下する方向と直角の方向の荷重が極めて大きい場合であって、橋脚の構造上やむを得ないと認められるとき、又は洪水が流下する方向が一定でない箇所に設けるときには、橋脚の水平断面を円形その他これに類する形状のものとする事ができる。



L : 径間長
Q : 流量 (m³/sec)

図 3 - 4 径間長の決定

(2) 基礎根入れ深さ

根入れ深さは図 3 - 5 に示すとおりである。

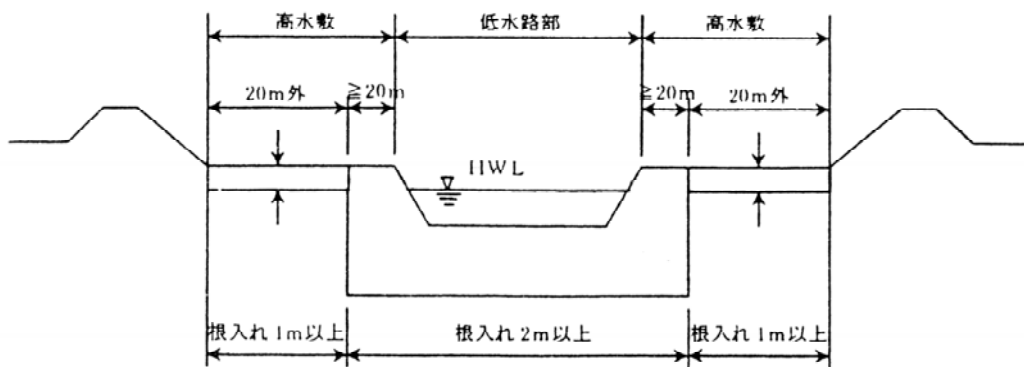


図 3 - 5

河川中に建てられる橋脚は、流水障害が最小になるように、形状・方向等を決めなければならない。

橋脚の厚さを b とすれば

$$\text{河積阻害率} = \frac{\sum b}{\text{全川幅}} \times 100 (\%)$$

で表される。

なお、柱形状が円形または小判形の場合で仮積阻害率に関する橋脚については、土木構造物設計マニュアル(案)(平成11年11月)に示す50cm単位の寸法は適用しなくてよい。ただし、10cm単位とする。

4 設計編

4-1 計画一般

橋梁の橋長・桁下高等の諸元は河川管理者及びJR等の関係管理者と協議して決定し、これらの諸元等にもとづいて比較設計を行い、経済性、施工性、工期、維持管理等、総合的判断によって橋梁形式を決定する。

4-1-1 架橋位置

橋梁の単位面積当りの工事費は、盛土又は切土箇所の単位面積当りの工事費と比較すると著しく高い場合が多いので、道路の線形選定に際しては、架橋位置を充分考慮しなければならない。

なお、架橋位置としては、できるだけ下記事項を満足するようにつとめなければならない。

- 1 鉄道、河川等には、できるだけ直交するようにする。
- 2 ダム、堰、大規模な建築物等の構造物にはできるだけ近接しないようにする。
- 3 架橋地点では道路の縦断勾配をできるだけゆるやかにし、曲線部はできるだけ避けるようにする。
- 4 渡川橋の場合には、河川を横過する橋梁の架設位置は、支派川の分合流点附近、河川勾配の変化点附近、水衝部、彎曲部等治水上の障害となる場所はできるだけ避けるようにする。

4-1-2 橋長の決定

橋長の決定は事前に河川、軌道、道路等跨えんとする物件の管理者と十分に協議のうえ行わねばならない。

これらの協議は必ず文書で明らかにしておく。

橋長は、建築限界を満足する範囲で、できるだけ短くすると経済的な場合が多いので、これを原則とするが、下記のような例外もあるので、検討する。

- 1 橋長に対して巾員が広い斜橋の場合には、斜角を小さくすると橋台巾が広くなり下部工事費が高くなる。また、斜角が 75° より小さくなると土圧合力の偏心により回転のおそれが生じ、上部工に複雑な力が生ずるので橋長が長くなっても、斜角を大きくした方が剛性が大きく施工が容易であり、かつ経済的な場合がある。

なお、渡川橋については、斜角は 45° を限度とされており、河川管理者と斜角について設計協議を必ず行うこと。

- 2 隣接構築物への影響及び橋台位置の支持地盤により工法及び経済性、施工性等から橋長を長くすることがある。
- 3 跨えんとする道路、鉄道の管理者と協議の上、その建築限界や施工時の足場、仮設物等を十分考慮に入れて橋長を決定する。特にカーブしている場合は見通し距離確保のため余裕巾を忘れないようにする。

- 4 架橋地点前後が軟弱地盤のため、地盤処理をして盛土する場合、又は架橋地点前後が補給土の高盛土の場合等は、橋長を長くした方が経済的な場合がある。
- 5 山地等で深い谷や河川などに架橋する場合、橋台位置によっては壁が高くなり、施工が困難であり不安定、また工事費も高くなる場合もあるので、橋長を長くした場合と比較すること。
- 6 河川改修済あるいは河川改修計画のある箇所においては、河川改修済、或いは河川改修計画の法線に基づいて橋長を定める。(但し、費用の負担は別途協議)
河川改修区域外、又は区域内でも河川改修計画のないヶ所等で計画高水流量のある区域に橋梁を架設する場合には、上下流の河川改修計画を考慮して、計画高水流量の疎通に支障のない河積をとるよう橋長を定めること。
橋脚位置、支間割り、阻害率等については、河川管理者との協議を行うこと。
- 7 河川改修計画のない河川では雨量、水位こん跡より算定して必要な高水流量及び高水位を定めて、少なくともこれに対処できる河積をとるよう橋長を定めること。
特に小河川を高盛土のバイパスがよぎる場合には注意し、避溢橋の様な場合も有りうる。

4-1-3 連続構造の採用

耐震性能の向上と伸縮装置の維持管理等を考慮して、できるだけ多径間連続構造とすることが望ましい。

4-1-4 跨道橋の桁下高さ

- ・道路の建築限界から決定する。
- ・下の道路の補修（オーバーレイ）等を考慮し20cm程度余裕をとっておくこと。（国道が下になる場合は4.7m以上確保すること。）
- ・下の道路が縦断曲線上にある場合には、所定の見通し距離が確保出来る余裕をとっておくこと。

4-1-5 設計荷重の設定

A 活荷重：B活荷重適用道路以外の市町村道に適用

B 活荷重：高速自動車国道、一般国道、都道府県道及びこれらの道路と基幹的な道路網を形成する市町村道に適用

林道活荷重：橋梁の設計荷重に関連する橋格は、林道規定程第28条に規定する「橋、高架の自動車道等」の設計車両の荷重区分に従い、次表のとおり区分する。

なお、水路橋等の場合は、実態荷重に応じて別に決定する。

設計車両の荷重	25tf (A荷重)	14tf	9tf
橋格	1等林道橋	2等林道橋	3等林道橋

※ 荷重の採用にあたっては、道路の種類・目的を整理すること。

林道必携
(H23)
第7章 1.2.4

4-1-6 斜面上の計画

- (1) 斜面上に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、施工上十分留意する。
掘削量が多くなる場合は段切り基礎を設けてもよい。
- (2) 段切り基礎の場合は、原則として段差フーチング形式とする。
- (3) 斜面上の基礎については、支持力を満足するとともに、斜面全体の安定について満足するものとする。
- (4) 置き換え基礎は（置き換え面積／基礎面積）が一方向の場合には $1/3$ 以下、二方向の場合には $1/4$ 以下を上限とし、高さ方向については3 m以下、1段とする。
- (5) 段差フーチングは一方向のみとし、1段につき3 m以下とし、段数は2段まで（6 m以下）とする。
- (6) 斜面上に直接基礎を設ける場合、フーチング前面と斜面の離れは、支持層が堅固な岩盤の場合はフーチング幅(B)／2以上、支持層が良好な場合はフーチング幅(B)以上を目安とする。

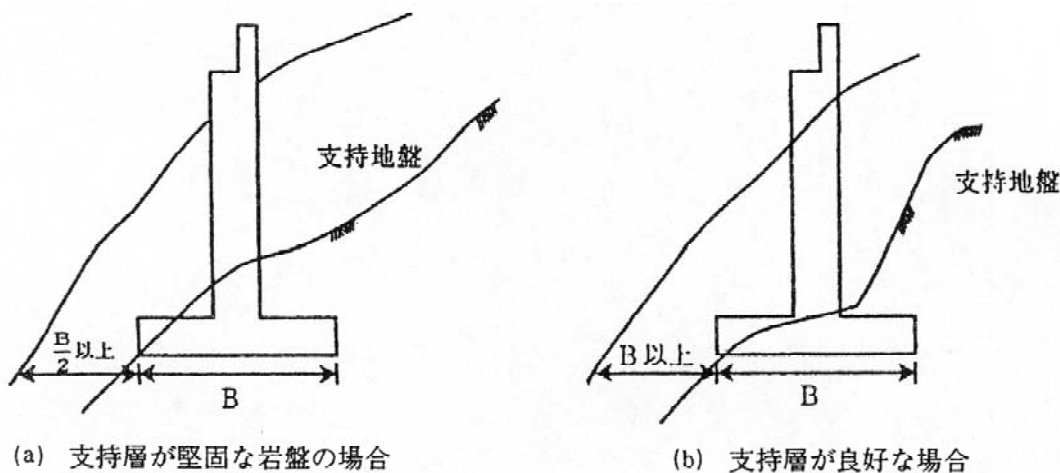


図4-1 斜面上の直接基礎位置の例

- (7) 斜面上に杭基礎を設ける場合のフーチング位置は、上記(6)にはよらないが、杭の施工性を考慮し決定すること。
- (8) 深礎杭の施工は、機械掘削の場合は掘削機械の設置面積と鉄筋加工場があれば施工可能である。簡易やぐらを用いて人力掘削を行う場合は、一般に杭径の2倍以上の面積があれば施工可能である。ただし、鉄筋加工場は別途必要である。しかし、杭前面に施工ヤードを必ず設ける必要はないため、深礎杭の前面余裕幅は、フーチング前面から足場設置余裕幅を確保すればよい。（斜面上の深礎基礎設計施工便覧 H24. 4）

NEXCO
設計要領 4-20
(H27. 7)

斜面上の深礎基礎
設計施工便覧を
準用
(H24. 4)

4-1-7 橋台位置の決定例

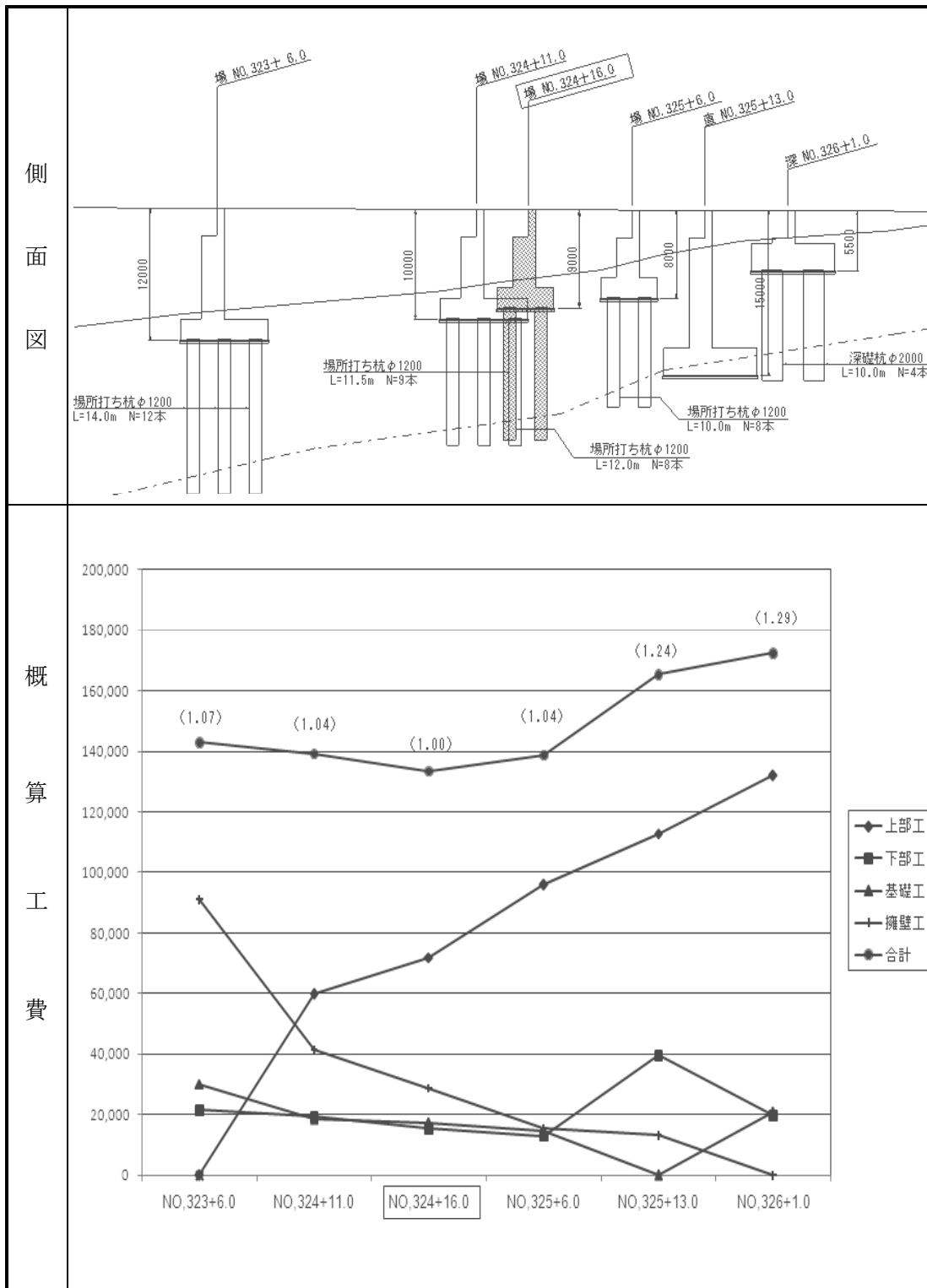


図4-2 橋台位置の決定例

4-2 基礎工

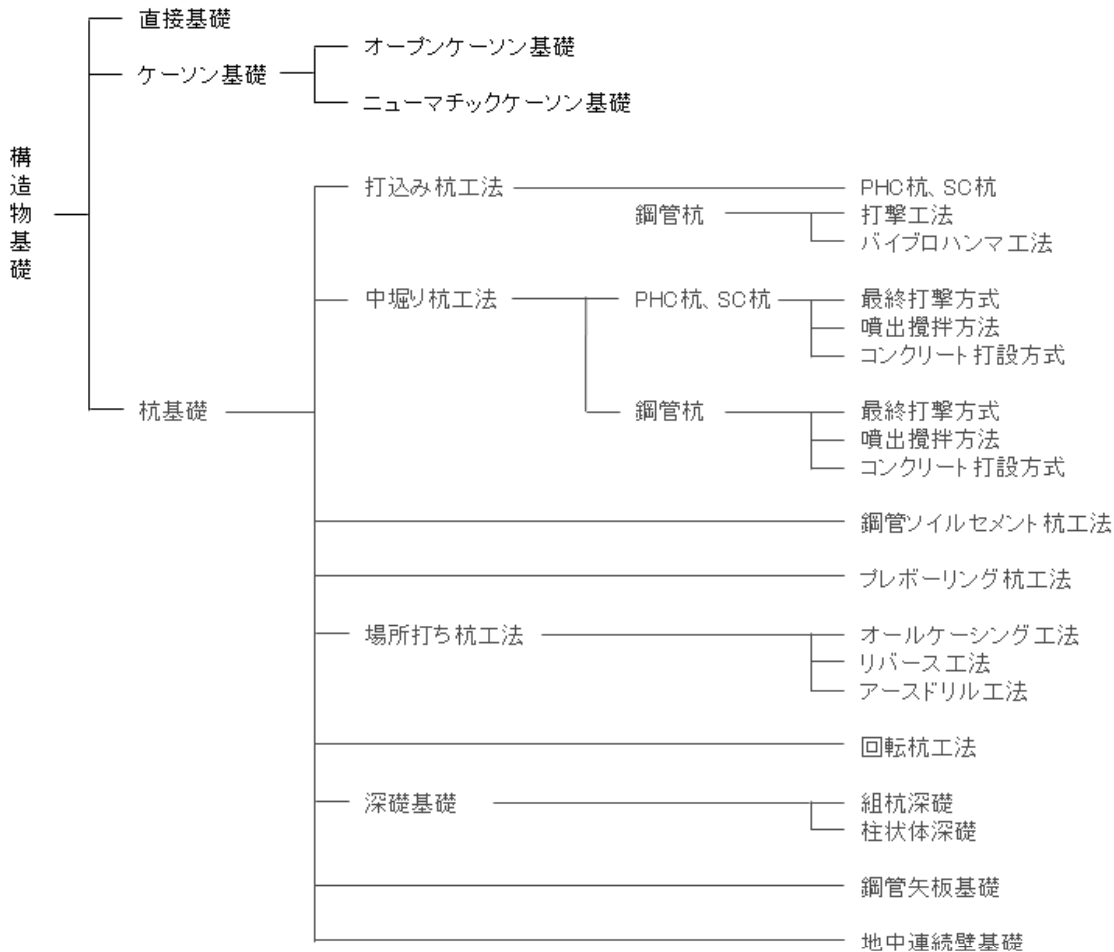
4-2-1 基礎構造形式の分類

(1) 基礎は、その形式に応じ次のとおり区分して設計する。

- ① 直接基礎 ② ケーソン基礎 ③ 杭基礎 ④ 鋼管矢板基礎
- ⑤ 地中連続壁基礎 ⑥ 深礎基礎

道示IV
(H24. 3)
9.2

一般的な工法上の分類は図4-3のとおりとする。



道示IV
参考資料
6. 基礎形式の適用性
表-参6.1 各の基礎形式の適用性の目安を準用

図4-3 基礎工法の分類

杭の材質と形状による分類は図4-4のとおりとする。

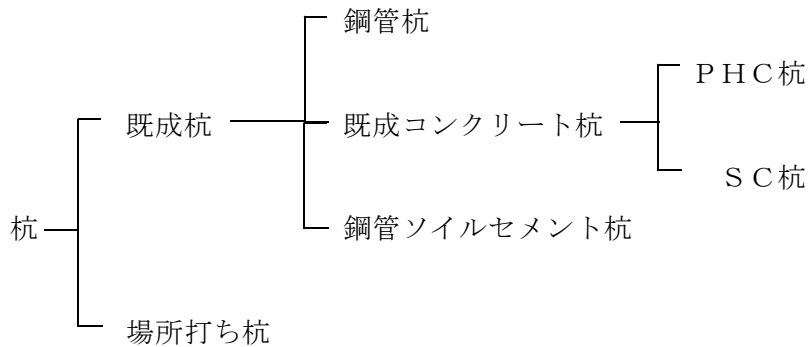


図4-4 杭の材質と形状による分類

工法の特徴

杭基礎を工法別に分類すると図4-3に示したようになるが、このうち道示IVで規定されている打撃工法、バイブロハンマ工法、中掘り杭工法、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法、場所打ち杭工法の長所、短所を挙げると表4-1のようである。

表4-1は工法別の特徴であるが、同一工法でも杭体の材質別の特徴等により、各工法の特徴が大きく異なることもある。

表4-1 各工法の特徴

	長 所	短 所
打 撃 工 法	i) 既製杭のため抗体の品質はよい。 ii) 施工速度が速く、施工管理が比較的容易である。 iii) 小規模工事でも割高にならない。 iv) 水位に左右されず施工が可能（船打ちも可能）である。 v) 打止め管理式等により、簡易に支持力の確認が可能である。 vi) 残土が発生しない。	i) 他工法に比べて、騒音、振動が大きい。 ii) コンクリート杭の場合、径が大きくなると重量が大きくなるため、運搬、取扱いには注意が必要である。 iii) 所定の高さで打止りにならない場合、長さの調整が必要となる。

パイプ ロハン マ工 法	<ul style="list-style-type: none"> i) 既製杭のため杭体の品質はよい。 ii) 施工速度が速く、施工管理が比較的容易である。 iii) 小規模工事でも割高にならない。 iv) 水位に左右されず施工が可能（船打ちも可能）である。 v) 打止め管理式等により、簡易に支持力の確認が可能である。 vi) 残土が発生しない。 	<ul style="list-style-type: none"> i) 他工法に比べて、騒音、振動が大きい。 ii) 現場条件によりヤットコ施工に制約があるため、ヤットコを用いる場合は事前の検討・確認が必要である。 iii) 所定の高さで打止りにならない場合、長さの調整が必要となる。
中掘り 杭工 法	<ul style="list-style-type: none"> i) 振動、騒音が小さい。 ii) 既製杭のため杭体の品質はよい。 iii) 打込み杭工法に比べて近接構造物に対する影響が小さい。 	<ul style="list-style-type: none"> i) 施工管理が打込み杭工法に比較して難しい。 ii) 泥水処理、排土処理が必要である。 iii) コンクリート杭の場合、径が大きくなると重量が大きくなるため、施工機械選定には注意が必要である。
プレボー リング 杭工 法	<ul style="list-style-type: none"> i) 振動、騒音が小さい。 ii) 既製杭のため杭体の品質はよい。 iii) 打込み杭工法に比べて近接構造物に対する影響が小さい。 	<ul style="list-style-type: none"> i) 施工管理が打込み杭工法に比較して難しい。 ii) 泥水処理、排土処理が必要である。 iii) 杭径が大きくなると杭体重量が大きくなるため、施工機械選定には注意が必要である。
鋼管ソ イルセ メント 杭工 法	<ul style="list-style-type: none"> i) 振動、騒音が小さい。 ii) 打込み杭工法に比べて近接構造物に対する影響が小さい。 iii) 場所打ち杭等に比べて排土量が少ない。 	<ul style="list-style-type: none"> i) 施工管理が他工法に比較して難しい。 ii) 泥水処理、排土処理が必要である。
深礎工 法 オー バー スド リル 工 法 リ バ ー ス 工 法 ケ ー シ ン グ 工 法	<ul style="list-style-type: none"> i) 振動、騒音が小さい。 ii) 大径の杭が施工可能である。 iii) 長さの調整が比較的容易である。 iv) 掘削土砂により中間層や支持層の土質を確認することができる。 v) 打込み杭工法に比べて近接構造物に対する影響が小さい。 	<ul style="list-style-type: none"> i) 施工管理が打込み杭工法に比較して難しい。 ii) 泥水処理、排土処理が必要である。 iii) 小径の杭の施工が不可能である。 iv) 杭本体の信頼性は既製杭に比べ小さい。

工法の選定

杭の工法の選定にあたっては、地形及び地質条件、構造物の特性、荷重条件、施工条件、環境条件等を考慮する必要がある。道示Ⅳの参考資料に記載されている選定表を表4-2に示すので参考にするるとよい。ただし、施工上の工夫等により改良されることがあり、基礎形式選定表はあくまで目安とする。

表4-2 各基礎形式の適用性の目安

基礎形式 適用条件		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	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・SC工法	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	ハンマ工法	最終打撃方式	噴出操作方式	コンクリート打設方式	最終打撃方式	噴出操作方式	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	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
			れき径 50~100mm	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	×	○	○	○	○	○	○	△	△	△	
			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	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○	
			5m~15m	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	△	△
			15m~25m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			25m~40m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	○	△	○	○	○	○	○
			40m~60m	×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	○	△	○	×	○	×	×	△	○	○	○	○
			60m以上	×	×	△	△	×	×	×	×	×	×	△	△	×	△	×	×	×	×	△	△	△	△
		土質	砂・砂れき(30≦N)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			粘性土(20≦N)	○	○	○	○	○	△	×	○	△	×	△	△	○	○	△	○	○	△	△	○	○	
	軟岩・土丹		○	×	○	△	△	×	○	△	×	△	△	○	○	△	○	△	○	○	○	○	○		
硬岩	○		×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	△	△	×	○	○	△	×	×	△			
傾斜が大い、層面の凸凹が激しい等、支持層の位置が同一深度では無い可能性が高い	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○	○	○	△	×	○	○			
地状下態水	地下水位が地表に近い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	○	△	△	○	○	○	△			
	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	×	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	○	△	○	×			
支承形式	支持杭	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
	摩擦杭	○	○	○	×	×	×	×	×	×	○	×	○	○	○	×	○	○	○	○	○	○			
施工条件	水上施工	水深5m未満	△	○	○	○	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	○	○	△	△	○	×		
		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	○	×	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	
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

注1) 従来の基礎形式選定表では、過去の施工実績を基本に表が示されていました。

一方、平成24年道路橋示方書・同解説下部構造編 P613に示す各基礎形式の適用性の目安は、工法の特徴を考慮したうえで標準的な条件における適用性の目安を示したものであり、深度等の条件に関する判定では過去の施工実績も加味して定めてい

H24道示QA集
(IV下部工編)

ることから、従来の基礎形式選定表とは位置づけや評価の考え方が異なっています。

中掘り杭工法のコンクリート打設方式による粘性土への適用性については、近年の実績が少ないことや杭体内部の粘性土の処理等が適切に行えないと所定の先端支持力を発揮できないといった工法の特徴を考慮して適用性が低い(「×」)としています。また、砂・砂れきへの適用性については、比較の実績も多く、支持層が砂・砂れきの場合の支持力推定式が提案されていることから適用性が高い(「○」)としています。

コンクリート打設方式の採用できる条件は、下部構造編12.4.1解説に示すように杭先端地盤が最終打撃による方法やセメントミルク噴出攪拌方式による方法に施工できない場合のみ適用します。

なお、表 4-2 はあくまで適用性の目安を参考として示しているに過ぎず、例えば、適用性が低いとされていても、一律に採用できないことを意味していません。実際の基礎形式の選定にあたっては、個別の条件を考慮して、下部構造編9.2の規定等を踏まえて行う必要があります。

注2) 軟弱地盤にオールケーシング工法で杭を構築する場合、コンクリート打込み時において、ケーシング引抜き後の孔壁に作用する外圧(土圧、上載圧など)と内圧(コンクリートの側圧など)のバランスやコンクリートの充填性等により杭径が細ることがある。この現象は、以下の理由などにより、杭頭部付近で生じやすい。

- ① 作業基面に近い深度であるため施工時荷重による偏圧の影響を受けやすい
- ② コンクリートの最終打込み部分であるためコンクリートの自重による側圧などが小さい
- ③ 鉄筋が密に配置されているためコンクリートの充填に対する環境が厳しい

上記のことから軟弱地盤にオールケーシング工法を適用する場合は、地盤改良や鉄板敷設による作業地盤の補強などの事前対策に加え、スランプ値、余盛りコンクリート高さの割増し、空掘り部の早期埋戻しなど適切な施工管理を行うなど、所定の杭径を確保するために十分な配慮が必要である。なお、N値が1以下のごく軟弱な粘性土や有機質シルトがある地盤においては、このような対策や施工管理を実施したにも関わらず杭頭部付近で杭径に細りが生じた事例もある。したがって、杭頭部付近にこのような地盤がある場合は、オールケーシング工法の採用の可否も含めて、杭径の細り対策を検討し、設計で想定した所定の杭径となるよう、慎重な対処が必要である。

4-2-2 直接基礎

- (1) 直接基礎は、地盤の比較的浅い位置に良質な支持層がある場合は、最も経済的な基礎構造形式である。
- (2) フーチングの施工は一般的にドライで行うので、支持地盤より地下水位面が高く、湧水のおそれがある場合は施工法を十分検討する必要がある。
- (3) 洗掘のおそれがある場合は、その深さを考慮して根入れ深さを決定する必要がある。
- (4) 山間部等の斜面上の直接基礎では、掘削土量の減少を図るために段差フーチング基礎としてもよい。

- (1) 洗掘を考慮する場合、必要であれば、基礎周辺に洗掘防止工を施工する等の対策を考慮する必要がある。

4-2-3 杭基礎

- (1) 杭基礎は比較的深い位置に良質な支持層がある場合に経済的な基礎形式である。ただし良質な支持層が非常に深い場合には、支持杭とすると不経済になることもあり、このような場合には摩擦杭の採用も検討する必要がある。
- (2) 杭基礎は、材料、形状寸法、工法等で多種多様な種類があるので、採用にあたっては、地盤条件、上部構造条件、施行条件等を十分検討し、もっとも経済的で合理的な種類を採用しなければならない。

- (1) 突出長を有する杭とフーチングからなる多柱式基礎、必ずしもフーチングを必要としない単一の杭も杭基礎として取扱ってよい。
- (2) 既成杭の施工法には打撃工法、掘削工法、圧入工法、振動工法及びこれらを併用した工法があり一般には、打撃工法が採用されてきたが、最近の建設騒音、振動の規制により、中掘り工法の実績が増加してきている。

杭基礎を採用する場合の一般的な目安は以下による。

- ① 既製杭は、その製品により、径、長さが限定されることもあるので留意しなければならない。
- ② 鋼管杭は、径600～800mmの使用実績が多い。
- ③ 場所打ち杭は径1,000、1,200、1,500mmの使用実績が多い。

4-2-4 ケーソン基礎

ケーソン基礎は、深い位置に良質な支持層がある場合に、主に河川等において用いられる基礎形式である。

ケーソン基礎は、オープンケーソン、ニューマチックケーソンのいずれでも掘削土砂を確認できるという利点がある。単純な基礎躯体の工費は他の基礎形式に比べて高いことが多いが、河川等で施工上有利な場合に採用することが多い。また、近年では掘削を自動化し、地上から遠隔操作が可能となる工法も開発され、大深度への適用も可能となってきている。

オープンケーソンとニューマチックケーソンとの比較は次のとおりである。

表4-3 オープンケーソンとニューマチックケーソンとの比較

オープンケーソン	ニューマチックケーソン
土質によっては沈下困難となったり、工程が不確実になることがある。 断面形状は円形またはその類似の断面を使用する必要がある。 ニューマチックケーソンに比べ工費が安いことが多い。 周囲の地盤をゆるめるニューマチックケーソンに比べさらに深い位置に設置できる	行程が確実でオープンケーソンでは沈下不能の地盤で確実に沈下する。荷重に水、掘削土を利用できる。 転石、流水等の多い地点に適する。 地質状況をさらに明確、確実に把握できる。 周囲の地盤をゆるめることが少ない。 沈下長は一般に30m程度（特殊な場合でも40m程度）

4-2-5 斜面上の深礎基礎

斜面上の深礎基礎は、山間部等で山腹の斜面上において杭基礎を構築する際に用いられる基礎形式である。

山岳地帯の橋梁では、その基礎を斜面上に設けざるを得ないことが多いが、その場合施工機械の搬入が困難となり、基礎形式としては場所打ち杭の一工法で主として人力で掘削する深礎基礎となる。深礎基礎は支持地盤の確認が容易であること、地中障害物の除去が容易であること、施工設備が簡単であること等の特色があるが、湧水の多い地盤には適さない。また、酸素欠乏や偏土による崩壊、落石等に対する施工時の安全性について、設計時より十分検討しなければならない。

深礎杭の掘削長は作業能率、安全対策上一般に径の10倍程度までするのがよい。

大口径の深礎基礎の施工についてはコンクリート、ロックボルトによる土留め工法を用いた施工例が増加してきている。

深礎基礎の杭本数については以下に従って計画するものとする。

- ① 斜面上深礎基礎のうち杭径5m未満程度のものにあつては同一フーチング内において、4本以上の杭を用いることを標準とする。
 - ② 杭径5m程度以上の柱状体基礎とみなされるものにあつては、単独基礎で計画してもよい。ただし、この場合でも上記①に示した複数杭に比較して、構造物掘削、永久のり面などに関して総合的に有利と判断できる場合に使用するものとする。この理由としては①について、杭の基本は組杭である。深礎の先端は岩盤に根入れするため一般に鉛直方向支持力の信頼性は高いが、水平低杭は表層部の崖堆等が主体となるため信頼性が低い。このため不測の予期し得ない水平荷重に対して安全性を確保するためには水平荷重を鉛直方向へも分散する組杭が構造系としてすぐれていることになる。
- ②については、大口径の剛体基礎は小径杭の集合体と考えられ、水平荷重に対して底面の地盤反力でも抵抗する。組杭と1本基礎の使用区分について荷重と抵抗力の特性をもとに数量的に示すことは困難であるが、過去の実績等を参考にして5m程度を境界とした。

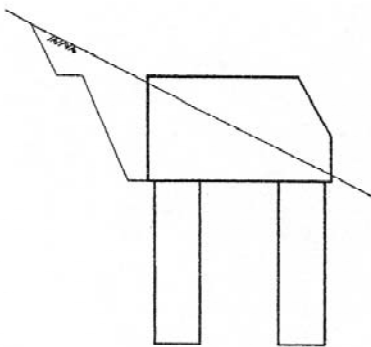


図4-5(a)
4本組深礎

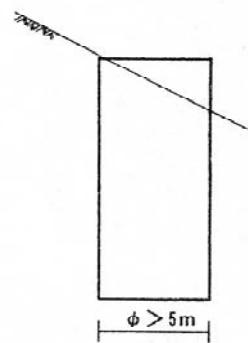


図4-5(b)
大口径深礎

4-2-6 鋼管矢板基礎

鋼管矢板基礎は、河川内等で仮締切りが必要な場合に、主に用いられる基礎形式である。

鋼管矢板基礎は、鋼管矢板を現場で円形、小判形、長方形などの閉鎖形状に組み合わせて打ち込み、継手管内モルタルで充填し、その頭部に頂版を設けて、所定の水平抵抗、鉛直支持力が得られるようにした基礎である。鋼管矢板基礎の特徴は、仮締め切りを併用しながら施工を行うことであり、主に河川内等で用いられる基礎形式である。

鋼管矢板基礎の特性は継手管のせん断剛性の影響によって鋼管矢板群が一体として挙動するため、杭基礎とケーソン基礎の中間に位置する深い弾性体基礎としての特徴を有している。

管矢板基礎の設計施工については、(社)日本道路協会「鋼管矢板基礎設計施工便覧」(平成9年12月)を参考にするとよい。

4-2-7 地中連続壁基礎

地中連続壁基礎は、隣接構造物の制約条件等から、基礎規模を縮小する必要がある場合に、主に用いられる基礎形式である。

隣接する地中連続壁間を継手により連結し、平面形状が閉合断面になるように築造し、その頭部に頂部を設けて、所定の水平抵抗、鉛直支持力が得られるようにした基礎である。また、都市内等で隣接する道路等の関係から、フーチングを無くし、基礎の平面的規模を縮小する場合に、一枚壁の壁基礎として採用されている。

地中連続壁基礎の一般的な設計施工については、(社)日本道路協会「地中連続壁基礎設計施工指針・同解説」(平成3年7月)を参考にするとよい。

4-2-8 基礎構造形式の選定

- (1) 基礎構造形式の選定にあたっては、上部構造条件、地盤条件、施工条件等を十分調査検討のうえ、最も安全で経済的な形式とするものとする。
- (2) 斜面上の基礎の形式選定にあたっては、施工に伴う永久のり面をできるだけ縮小するよう配慮しなければならない。
- (3) 1基の基礎構造には、異種の形式を併用しないことを原則とする。

(1) 選定にあたって検討すべき主な項目は以下のとおりである。

- ① 上部構造条件：形式、規模

- ② 地盤条件：地形、地盤、土質、地下水、地盤変動
- ③ 施工条件：隣接構造物への影響、輸送、騒音、振動等の規制用地、安全性、山岳地における構造物掘削、永久のり面、特殊のり面
- ④ 行程：渇水期施工
- ⑤ 経済性

各種基礎構造形式の一般的な施工深さを表4-4に示す。

表4-4 基礎形式選定の目安

工種	深度	施工深さ (m)								
		10	20	30	40	50	60	70	80	90
直接基礎		---								
P H C 杭		---			---					
鋼管杭		---			---					
回転杭		---			---					
鋼管ソイルセメント杭		---			---					
プレボーリング杭		---			---					
オールケーシング杭		---			---					
リバーズ杭		---			---					
深礎基礎		---			---					
オープンケーソン		---			---					
ニューマチックケーソン		---			---					
鋼管矢板基礎		---			---					
地中連続壁基礎		---			---					

道示IV
 参考資料
 6. 基礎形式の適用性
 表4-2 各基礎形式の適用性の目安を準用

- (2) 斜面上の基礎形式は、一般に段差フーチングによる直接基礎、組杭式深礎基礎や大口径深礎基礎が選定されるが、支持層の深さや下部構造基礎の規模等を十分勘案の上、形式を決定しなければならない。また、斜面の立体的な勾配を十分に考慮の上、施工に伴う永久のり面を極力小さくするよう配慮しなければならない。
- (3) 基礎構造は、荷重の支持機構や剛性が基礎形式により異なるため、一基の基礎には異種形式の基礎を用いないことを原則とした。

既設の橋梁に近接して架橋する場合は、基礎工が近接するため、計画、設計等にあたっては既設の基礎に悪影響を与えないよう十分検討の上行うものとする。

近接施工においては、近接程度の判定を行う必要がある。近接程度は、近接施工による既設構造物への影響の度合いを距離により区分し、次の三つを定めている。

①影響外範囲Ⅰ・・・一般に、新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。

②影響範囲Ⅲ・・・新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必要に応じて適切な対策工を実施すると同時に、施工中における既設構造物、仮設構造物、周辺地盤等の変位・変形の観測を行わなければならない。

③要注意範囲Ⅱ・・・新設構造物の施工に伴う直接の影響は受けないが、影響範囲Ⅱの領域の土塊が変位することに伴う間接的な影響をうけて変位を生ずる可能性のある範囲で、既設構造物がこの範囲内にある場合には、特に対策工を実施する必要はないが、既設構造物の変位・変形観測のための現場計測を実施しなければならない。

これらの影響範囲は、主として施工法や地盤条件から決められるものであり施工法ごとにその判定法が提案されている。なお、これらの設定に当たっては、既設構造物の変位の主要因として、地盤の変位発生領域や伝達機構に着目している。既設構造物が2つの範囲にまたがって存在する場合は、地盤条件や基礎本体の剛性を考慮して、総合的に判断しなければならない。

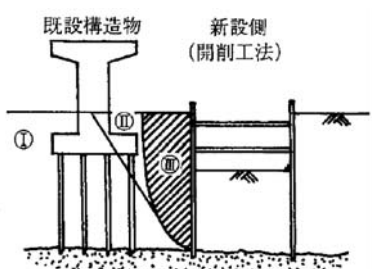


図 4-6 影響範囲外Ⅰと要注意範囲Ⅱにまたがる場合
要注意範囲Ⅱとする。

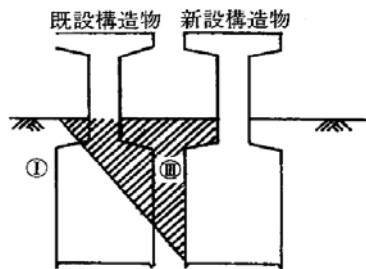


図 4-7 既設構造物が直接基礎またはケーソン基礎で影響Ⅲ
と他の領域を区分する境界線が既設基礎底面を
通らない場合は要注意範囲Ⅱとする。

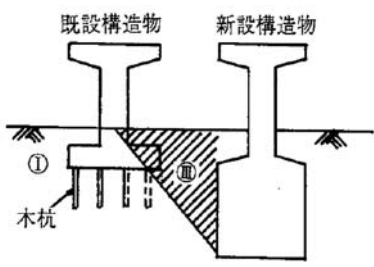


図 4-8 影響範囲Ⅲと他の領域を区分する境界線が基礎底面を通る場合は影響範囲Ⅲとする。

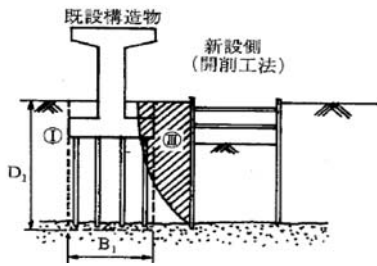


図 4-9 既設構造物が杭基礎の場合でも、影響範囲Ⅲと他の領域を区分する境界線が基礎底面を通る場合、または影響Ⅲにかかる領域が基礎全体の概ね 1/3 以下の場合は要注意範囲Ⅱとする。

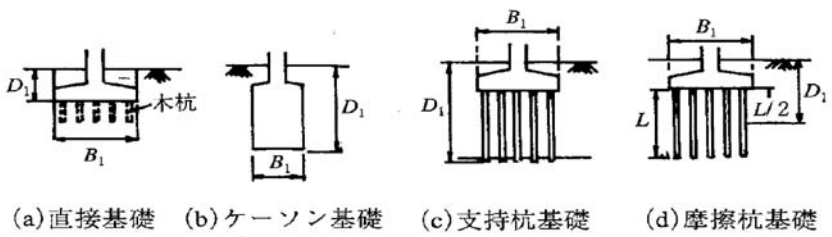


図 4-10 既設構造物基礎の幅と根入れ深さの考え方

- ・ 基礎の場合 : フーチング又はケーソン本体の底面までの深さとする。
- ・ 支持杭基礎の場合 : 杭の根入れ長とする。
- ・ 摩擦杭基礎の場合 : 地表面から杭の根入れ長 1/2 の点までの深さとする。

影響範囲 (要対策範囲) : 設計施工共、特別な考慮を要し、何らかの対策を当初より計画する。

対策工の例

- 1) 既設構造物の補強
- 2) 地盤の強度改良 (薬液注入、セメント注入等)
- 3) 遮断防護工の設置 (シートパイル等)
- 4) 施工法、施工順序、施工速度の制限
- 5) 影響範囲外の基礎形式への変更

4-3 下部工

4-3-1 橋台及び橋脚形式の分類

- (1) 橋台及び橋脚は、上部構造との結合条件により、以下に分類する。
 - ①弾性支持、②剛結、③固定、④可動
- (2) 橋台は、形状及び構造より、以下に分類する。
 - ①逆T式橋台、②箱式橋台、③ラーメン式橋台、④盛りこぼし橋台
- (3) 橋脚は、形状及び構造より、以下に分類する。
 - ①壁式橋脚、②柱式橋脚、③ラーメン式橋脚、④鋼管・コンクリート複合構造橋脚、⑤インターロッキング式橋脚

(1) 橋台及び橋脚と上部工の結合条件は、地震時の被害が集中することなどから、弾性支持または剛結を採用し、多脚分散または多脚ラーメン構造を基本とする。結合条件を固定・可動とした場合は、上部構造との結合条件が、可動か固定かにより、設計にあたって作用荷重が異なることから、可動、固定の位置の選定は、上部構造の規模や形式、地形条件、地質条件等により異なるが、一般的に縦断の低い側、橋脚高の低いもの、基礎の地盤条件の良い地点を固定とするのが良い。

上・下部構造間の連結構造を剛結として連続ラーメン構造を採用する場合が増えてきているが、下部構造の剛性差が大きい場合には橋全体系の設計について注意を要する。

(2) 壁式橋脚と柱式橋脚との区別は形状により幅厚比が3：1以上を壁式橋脚と呼ぶことにする。なお、壁式橋脚と柱式橋脚には、合理的な構造として鋼管・コンクリート複合橋脚、インターロッキング式橋脚などもある。ラーメン式橋脚は、橋脚高が高くなると水平部材の数により、一層、二層の別がある。

4-3-2 橋台形式の選定

- (1) 橋台の形式、構造は施工性、経済性、維持管理、景観を考慮し、総合的に判断しなければならない。
- (2) 盛りこぼし橋台は、良好な現地盤に十分安定な盛土地盤を造成し、計画しなければならない。また、盛りこぼし橋台は、杭基礎を設けることを原則とする。
- (3) 盛りこぼし橋台を採用する場合は、必ず担当課と協議を行うこと。

(1) 経済性の観点からは、橋台位置はできるだけ前方として橋長を短縮することが重要であるが、橋台は上部構造を支持するとともに、土留め構造物としての機能も合わせて担う必要があることから、偏土圧を常に受ける構造物として十分配慮する必要がある。

山間部の急斜面に設けられる橋台については、施工性や、掘削に伴う永久法面をできるだけ縮小するという観点から、できるだけ小規模な橋台形式とする必要がある。

従来、橋台周辺部については、ブロック積みや擁壁を併用し、土留めを設ける場合が多いが、土工部との接続点である橋台部については、連続性を検討し構造的弱点を設けないよう検討することが望ましい。また、周囲の状況に応じて緑化等を行い、土工部との景観的連続性を確保するなど、環境的配慮を十分行う必要がある。

一般的な橋台形式の選定の目安を下記に示す。(表4-5参照)

- ① 逆T式橋台：躯体自重が小さく、土の重量で安定を保持するので経済的であり、背面裏込部の施工も容易である。

また、セメント安定処理土などを用いた橋台背面の土圧軽減工法との併用により、高橋台においても経済的な橋台形式として採用することができる場合がある。ただし、従来、沈下の可能性のある地盤に対しては、橋台背面土の安定を損なうおそれがあるので、セメント安定処理土による土圧軽減工法は、比較的良好な地盤条件の橋台に採用を検討する。また、高盛土部に用いるのではないが、他の橋台背面の土圧軽減工法として、軟弱地盤に対して有利となる、気泡混合軽量盛土を用いた土圧軽減工法がある。

- ② 箱式橋台：橋台高さが高い(15m程度以上)場合に採用される。基礎地盤条件が悪く、杭基礎とする場合に箱式橋台で中空とすることにより地震時慣性力が小さくなることから、杭基礎の設計が楽になり、経済的な形式となる場合がある。直接基礎の場合は、逆に滑動で不利になるので、中空部に土を入れることが多い。

- ③ ラーメン式橋台：橋台位置に交差道路(水防道路)等のある場合で、橋台をラーメン式橋台にして橋台内に交差道路等を通すことが有利な場合に採用する。通常は一方方向ラーメン橋台とするが、斜角のある場合でボックスが長くなる時はあかりとりのためや、歩道、車道の分離のため前壁に開口部を設けて二方向ラーメン橋台とすることがある。

- ④ 盛りこぼし橋台：盛土高の高い区間に橋台を置く場合、橋台は非常に大規模なものになるので、杭基礎で支持された小橋台を設けた方が経済的となる場合がある。なお、盛りこぼし橋台の計画の前提は、良好な地盤における十分安定な盛土地盤の造成である。従って軟弱地盤上の盛土や斜面上の貼り付け盛土等には、盛土地盤の安定性が確保されにくいので、盛りこぼし橋台を計画しないことが望ましい。また、この形式は盛土の物性値により影響を強く受け、フーチング下面より下方の盛土部分において基礎構造に作用する土圧についても未解明な点があるので、この形式を採用する場合には、盛土材料の物性、盛土の施工管理等に十分な検討を行わなければならない。さらに、盛土には降雨による流水を十分考慮した排水計画が必要である。また、基礎構造は杭基礎として現地盤中の支持層で確実に支持させるものとし、本要領4章及び5章の規定の他、地形、地盤条件を考慮して十分な安全性を検討する必要がある。

表 4-5 橋台形式選定の目安

橋脚型式	高さ (m)			備考
	10	20	30	
重力式				
逆T式 (土圧軽減工法の場合)				
ラーメン				
箱式				
盛りこぼし				

4-3-3 橋脚形式の選定

橋脚の形式、構造は、施工性、経済性、維持管理、景観を考慮し、総合的に判断しなければならない。

橋脚の形式については、道路及び河川等から付帯条件による外的要素から制約を受けることもある。また、形式の選定にあたっては景観の面からも検討し、立地条件、区間等によって統一する等の配慮も必要である。

インターチェンジやジャンクション等において、その線形の制約により曲線橋を採用する場合は、橋梁に主たる影響を及ぼす地震動の方向を定めることが困難であり、橋脚の主方向を定めることができない。このような場合には、全方向に同じ剛性を期待できるよう、円形や多角形の平面形状を有する橋脚を計画するのがよい。


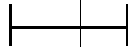
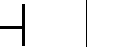

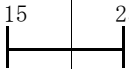
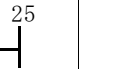



また、交差条件等から、橋脚の方向性は制約を受ける場合が多いが、耐震性及び景観に対する配慮からは、できるだけ同一方向とするのがよい。さらに、交差・隣接する道路等、視点が連続的に移動する可能性の高い箇所に計画する橋脚等については、限られた方向からだけでなくあらゆる視点からの景観的配慮が重要である。地形条件による選定の目安を以下に示す（表 4-6 参照）

- ①河川部 壁式橋脚（小判形）、柱式橋脚（円柱式）
- ②平地部----- 柱式橋脚、壁式橋脚、ラーメン橋脚、鋼管・コンクリート複合構造橋脚、インターロッキング式橋脚
- ③山間部----- 柱式橋脚、壁式橋脚、ラーメン橋脚（一層、二層）、鋼管・コンクリート複合構造橋脚、インターロッキング式橋脚
- ④都市部 柱式橋脚、壁式橋脚、ラーメン橋脚、鋼管・コンクリート複合構造橋脚、インターロッキング式橋脚

⑤インターチェンジ部 柱式橋脚、壁式橋脚、ラーメン橋脚、鋼管・コンクリート複合構造橋脚、インターロッキング式橋脚

山岳地帯の道路で、橋脚高が50m以上となる場合が増えており、上部構造と合わせた橋梁全体として形、構造を検討するとともに、施工法も検討する必要がある。そのような観点から高橋脚については、鋼管・コンクリート複合構造橋脚の採用を検討するのがよい。

表 4 - 6 橋脚形式選定の目安

橋脚形式	高さ (m)			備考
	10	20	30	
柱壁式				中空壁式を含む 
ラーメン式 (一層)	5 	15 		
ラーメン式 (二層)		15 	25 	
二柱式				RC・PC中空床版の場合 

4-4 上部工

4-4-1 上部構造選定の基本方針

- (1) 上部構造形式の選定にあたっては、施工性、経済性、維持管理、景観を考慮し、総合的に判断しなければならない。
- (2) 直橋を原則とする。
- (3) 上路形式を原則とする。

(1) 形式選定の基本姿勢について述べたものである。上部構造形式には橋種、形式の組み合わせによって多くの形式があり、それぞれの特徴を有している。したがって形式の選定にあたっては、各々の形式のもつ特徴を確実に判断し、架橋地点の諸条件に照らして最も妥当な形式を選定しなければならない。

従来からの実施例等も参考にして、構造形式と適用支間の関係を示すと、表4-7～表4-13のようである。

(2) 上部構造の経済性の観点から、橋長を短くすることで斜橋を計画する場合があるが、斜角のきつい橋梁は、支承の上揚力発生、桁の不等たわみによるねじれ等が発生して橋梁の耐久性等の観点から必ずしも経済的にならないことがある。また、斜橋の場合は、地震等の挙動が不明確なこと、計算上の仮定と実構造物の剛度が一致しないこと等が考えられる。以上のことから原則として直橋として計画するものとする。しかし下部工掘削、交差条件によって止むを得ず斜橋とすることがあるが、極力斜角のゆるくする検討を行うものとする。

4-4-2 鋼橋の選定

鋼上部構造形式の選定にあたっては前項「選定の基本方針」による他、本項によって選定するものとする。

- (1) 鋼橋の選定にあたっては、架設条件、輸送条件、環境条件、将来の維持管理等を考慮し、総合的に判断するものとする。
- (2) 床版形式は床版支間長に基づき、RC床版を標準とする。
- (3) I断面プレートガーダー橋においては、RC床版を用いた形式を基本とする。
- (4) 鋼箱桁の採用にあたっては、経済性、車輪載荷位置等を考慮の上、2主箱桁あるいは、1主箱桁かを選定するものとする。
- (5) トラス橋は、直橋で採用することを原則とする。曲線中でトラスを採用する場合は支点上でのみ折れ点を設けるのを標準とし、格点で折れ角を設ける場合は十分検討の上、採用するものとする。
- (6) 形式の選定にあたっては、あらかじめ架設工法、架設機械の能力等についても検討しなければならない。

4-4-3 コンクリート橋の選定

コンクリート上部構造形式の選定にあたっては前項「選定の基本方針」による他、本項によって選定するものとする。

- (1) コンクリート上部構造の形式はPC構造を標準とする。
- (2) 外ケーブル構造を適用できる形式は箱桁とし、PC構造としなければならない。
- (3) コンクリート上部構造は、架設工法を十分考慮し、形式を決定しなければならない。
- (4) 移動支保工による施工、押出し工法による施工、プレキャストセグメント工法を考慮する場合は、線形条件・施工規模・架設上の制約条件等について十分考慮の上、採用を決定しなければならない。
- (5) 片持ち工法で施工する箱桁は、原則として連続ラーメン形式及び連続桁形式とする。
- (6) RC多径間充腹アーチは、地形が平坦かつ比較的地盤条件の良い所に用いる

表 4-7 鋼 橋

設計参考資料 (デザインデータブック2011より)

1-6 橋梁形式と標準適用支間長

橋梁形式	支間長(m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	250	500	1000	2000	橋 幅	要
単純合成 H 桁橋		■																									
単純非合成 I 桁橋			○ 64																								
単純合成 I 桁橋			○ 69																								
単純非合成箱桁橋					○ 82																						
単純合成箱桁橋					○ 75																						
連続非合成 I 桁橋																											
連続非合成箱桁橋																											
鋼床版 I 桁橋																											
鋼床版箱桁橋																											
少数主桁単純 I 桁橋																											
少数主桁連続 I 桁橋																											
閉断面箱桁橋																											
細幅桁橋 (合成・PC床版)																											
ラーメン橋 (X ラーメン)																											
ラーメン橋 (V 脚形式)																											
ラーメン橋 (欄柵閉鎖)																											
単純トラス橋																											
連続 (ガルバー) トラス橋																											
合理化トラス橋																											
ランガンー桁橋																											
逆ランガンー桁橋																											
ローゼ桁橋																											
逆ローゼ桁橋																											
ランガートラス桁橋																											
トラスドラングー桁橋																											
ニールセン桁橋																											
無補剛アーチ橋																											
斜張橋 (無補剛形式)																											
吊橋 (無補剛形式)																											
吊橋 (補剛形式)																											

一般的によく適用される範囲 ■ 比較的適用される範囲 ▨ 適用された最大支間長例 ○

表4-8 P.C.橋 (その1) P.C.道路計画マニュアルより






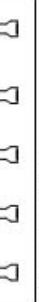


分類	構造形式	断面形状	主たる架設方法	標準支間 (m)		実橋最大支間 (m)	けた高支間比の目安
				5 ~ 24	20 ~ 45		
単 純 け た 橋		 スラブけた橋 (スラブけた)	クレーン架設	5 ~ 24	(24)	1/14~1/24	
		 Tけた橋 (Tけた)	クレーン架設	18 ~ 24	(24)	1/18~1/20	
		 Tけた橋 (H形鉄骨補強)	クレーン架設架設けた架設	20 ~ 45	(45) 49.0	1/19~1/18	
		 I型I型補強	クレーン架設架設けた架設	25 ~ 45	49.4	1/14~1/19	
		 P.C.コンクリート橋 JIS A 6377	クレーン架設架設けた架設	25 ~ 45	46.4	1/19~1/17	
		 中流の橋	固定支保工	20 ~ 30	45.8	1/22	
場所打ちけた	 預けた橋	固定支保工	30 ~ 60	70.7	1/17~1/20		

表4-9 PC橋 (その2) PC道路計画マニュアルより


分類	構造形式	断面形状	主たる架設方法	標準支間 (m)		実績最大支間 (m)	けた高支間の目安	最大けた長【径間数】
				5 ~ 24	18 ~ 24			
プレキャストけた架設方式連続けた橋 プレキャストけた ポストテンション方式 現場製作 サグメント方式		スラブけた橋	クレーン架設	5 ~ 24	(24)	1/14~1/24	100.0【4】	
		Tけた橋 (けた橋げた)	クレーン架設	18 ~ 24	(24)	1/18~1/20	217.6【9】	
		Tけた橋 (田原式橋げた)	クレーン架設架設けた架設	20 ~ 45	(45)	1/18~1/18	262.9【6】	
		MU型桁橋	クレーン架設架設けた架設	25 ~ 45	47.2	1/14~1/19	382.6【8】	
		PCコンクリート桁	クレーン架設架設けた架設	25 ~ 45	42.8	1/18~1/17	407.0【11】	

表4-1-10 PC橋 (その3) PC道路計画マニュアルより

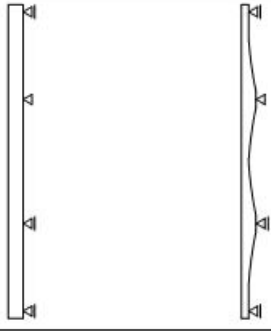

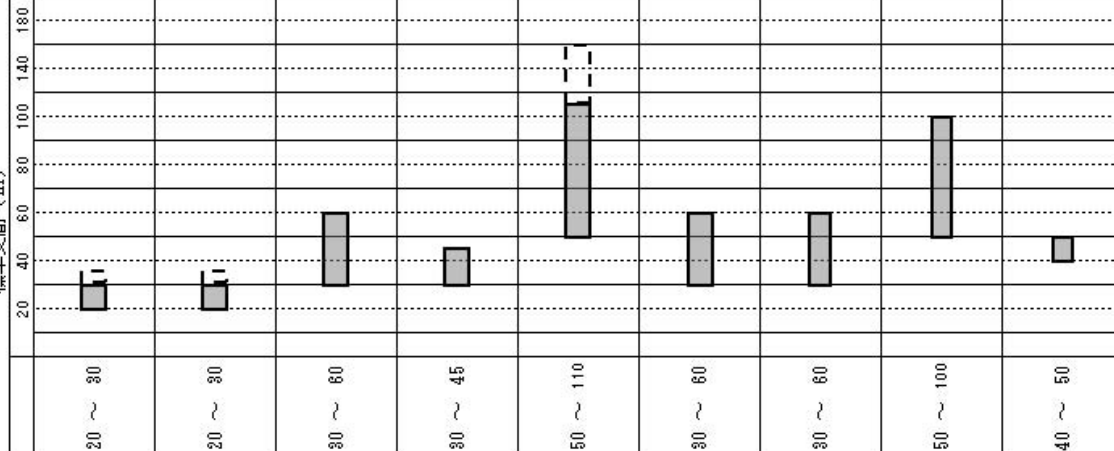
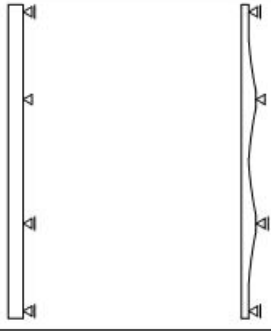

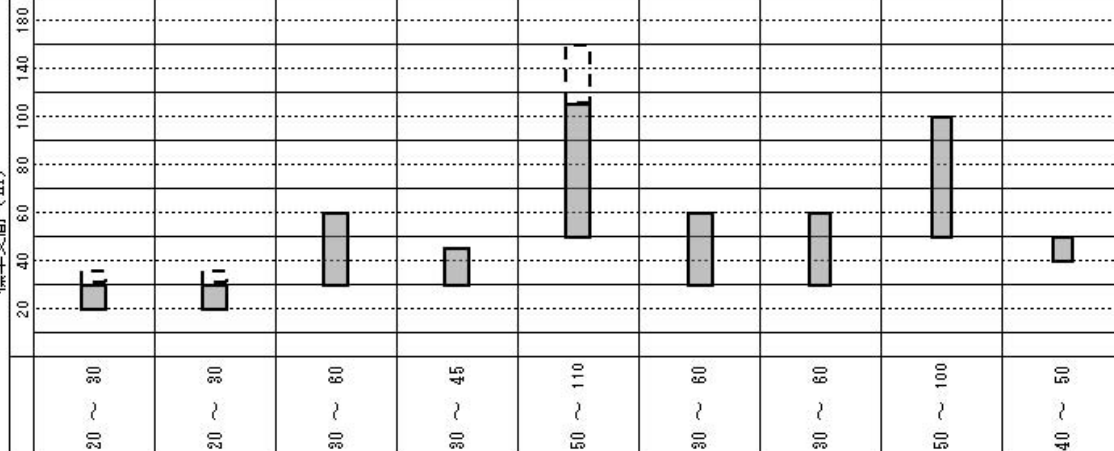
分類	構造形式	断面形状	主たる架設方法	標準支間 (m)		実績最大支間 (m)	けた高支間比の目安	最大けた長【径間数】
				20 ~ 30	30 ~ 60			
連続けた橋			固定支保工	20 ~ 30	48.3	725.0【29】	1/22	
			移動支保工	20 ~ 30	40.9	612.0【20】	1/22	
			固定支保工	30 ~ 60	77.3	716.0【11】	1/17~1/20	
			移動支保工	30 ~ 45	50.0	300.0【6】	1/17~1/20	
セグメント方式			片持架設	50 ~ 110	170.0	1565.0【23】	※1/15~1/35	
			押し架設	30 ~ 60	66.6	899.0【13】	1/15~1/18	
			固定支保工	30 ~ 60	---	---	---	
			片持架設	50 ~ 100	87.5 100.0 (鉄道橋)	917.0【15】	※1/15~1/35	
			スパンハイ スパン	40 ~ 50	66.3	1048.2【21】	1/17~1/20	

表4-1-1 P.C橋 (その4) P.C道路計画マニュアルより

分類	構造形式	断面形状	主たる架設方法	標準支間 (m)		実橋最大支間 (m)	けた高支間比の目安	最大けた長【径間数】	
				20 ~ 30	30 ~ 55				
場所打ちコンクリートラーメン橋	Tラーメン		固定支保工	20 ~ 30	30 ~ 55	67.5	1/22 1/17~1/20	136.8 【2】	
				40 ~ 80	121.2	※1/10~80	240.9 【2】		
	連続ラーメン		固定支保工	20 ~ 30	30 ~ 55	71.0	1/22 1/17~1/20	355.2 【3】	
				50 ~ 140	175.0	※1/15~1/35	1140.9 【11】		
	有ヒンジラーメン		片持架設	60 ~ 180	250.0	250.0	※1/15~1/50	600.9 【6】	
				30 ~ 55	88.0	---	---		
	単径間ラーメン		片持架設	40 ~ 80	130.0	130.0	※1/15~1/50	---	
				20 ~ 30	---	---	---		
	その他ラーメン	V脚ラーメン		固定支保工	20 ~ 30	30 ~ 55	---	---	---
					40 ~ 80	70.0	---	200.9 【6】	
方杖ラーメン			固定支保工	20 ~ 30	30 ~ 55	---	---	---	
				40 ~ 80	95.0	---	---		
セグメント方式	連続ラーメン		固定支保工	20 ~ 30	30 ~ 55	---	---	---	
				30 ~ 55	---	---	---		
セグメント方式	連続ラーメン		固定支保工	30 ~ 55	50	51.5	1/17~1/20	600.9 【11】	
				40 ~ 100	100.0	※1/15~1/35	661.9 【12】		

表4-1-12 P.C橋 (その5) P.C道路計画マニュアルより



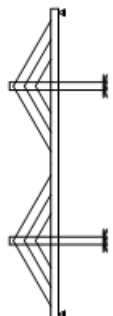
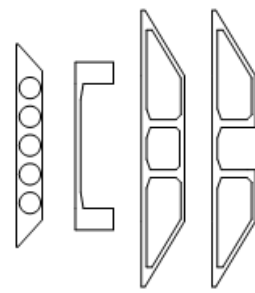

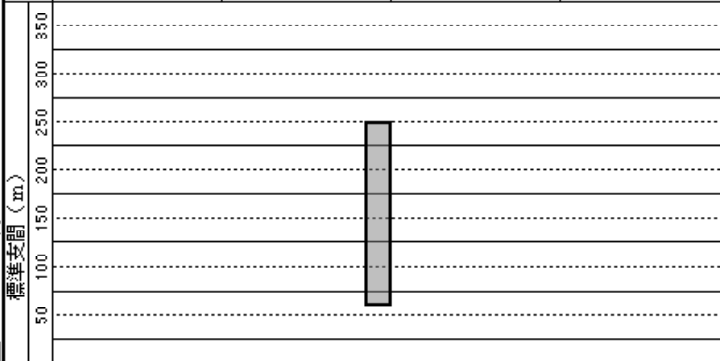

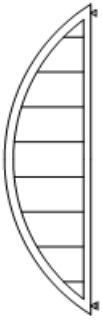
分類	構造形式	断面形状 箱けた橋	主たる 架設方法	標準支間 (m)					実績最大 支間 (m)	けた高支間比 の目安
				50	100	150	200	250		
エクストラ トロード橋			固定支保工	50 ~ 100					85.0	※1/25~1/30
			片持架設	100~ 200					220.0 275.0 (混合けた橋)	※1/30~1/60
斜張橋			固定支保工	50 ~ 100					96.0	
			片持架設	100~ 250					261.0	1/40~1/100

表4-13 PC橋(その6) PC道路計画マニュアルより

分類	構造形式	断面形状	主たる架設方法	標準支間 (m)							実値最大支間 (m)	けた高支間比の目安
				50	100	150	200	250	300	350		
上路式アーチ		中空床版橋	固定支保工								150.0	
中路式アーチ		箱けた橋	片持架設	70 ~ 250							265.0	支間ライズ比 1/4~1/8
下路式アーチ			ロアリング	70 ~ 250							195.0	
			メラン架設	70 ~ 250							181.0	

アーチ橋

第2節 橋梁設計

1 許容応力度

1-1 許容応力度の割増し

設計に用いる許容応力度の割増しは表1-1に示す値とする。

表1-1 許容応力度の割増し係数

荷重の組合せ	割増し係数
(1) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響	1.15
(2) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+風荷重	1.25
(3) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響+風荷重	1.35
(4) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+制動荷重	1.25
(5) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+衝突荷重	
鋼部材に対して	1.70
鉄筋コンクリート部材に対して	1.50
(6) 風荷重のみ	1.20
(7) 制動荷重のみ	1.20
(8) 活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響	1.50
(9) 施工時荷重 (完成後の応力度が著しく低くなる場合)	1.50
(10) 施工時荷重 (完成後の応力度が許容応力度と同程度になる場合)	1.25

※ 杭などの打込み時の応力に対する許容応力の割増しは、「完成後の応力度が著しく低くなる場合」の割増し係数を用いる。

1-2 許容応力度

1-2-1 基礎工

表1-2 水中で施工する場所打ち杭および地中連続壁のコンクリート許容応力度

(N/mm²)

コンクリートの呼び強度 (N/mm ²)		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
	斜引張鉄筋と協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

(注)① 軸方向力を伴う場合を含む。

② 地震時における許容応力度は、上表の値を50%割増しすることができる。

③ 水中コンクリートの配合は単位セメント量350kg/m³以上、水セメント比55%以下、スランプ15~21cmとし、標準供試体の28日圧縮強度は30N/mm²以上でなければならない。

④ 水位がないと判断される場合も、地中のコンクリートの品質を考慮して、場所打ち杭の場合は上記を採用する。

道示IV

(H24.3)

表-4.1.1

道示IV

(H24.3)

表-4.2.5

表 1-3 場所打杭鉄筋の許容応力度の基本値 (N/mm²)

設計条件		材 質		
		S D345	S D390	S D490
常 時		160	160	160
地震時	軸方向鉄筋	200	230	290
	上記以外	200	200	200

道示IV
(H24.3)
表-4.3.1

表 1-4 鋼管杭の許容応力度

(N/mm²)

記 号	常 時	地 震 時
SKK400, SS400	140	210
SKK490, SM490	185	277

表 1-5 PHC杭およびSC杭のコンクリートの許容応力度 (N/mm²)

応力度の種類	杭 種	
	PHC杭	SC杭
設 計 基 準 強 度	80.0	80.0
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

道示IV
(H24.3)
表-4.2.7

表 1-6 地震時の影響を考慮する時のPHC杭の
コンクリートの許容曲げ引張応力度

有効プレストレスト σ_{ce}	$3.9 \leq \sigma_{ce} < 7.8$	$7.8 \leq \sigma_{ce}$
曲げ引張応力度	3.0	5.0

道示IV
(H24.3)
表-4.2.8

1-2-2 下部工

表1-7 コンクリートの許容圧縮応力度およびせん断応力度 (N/mm²)

応力度の種類		コンクリート設計基準強度 (σ _{ck})			
		21	24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7	8	9	10
	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	0.9	0.95	1

注) σ_{ck} = 18N/mm²の許容応力度は担当課と協議するものとする。

表1-8 コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)

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

コンクリートの許容支圧応力度は、式(5.2.2)により算出するものとする。

$$\sigma_{ba} = (0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b}) \sigma_{ck} \quad \text{-----} \quad (5.2.2)$$

ただし、σ_{ba} ≤ 0.5σ_{ck}

ここに、

σ_{ba} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の全面積 (cm²)

A_b : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (cm²)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

表1-9 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

応力度, 部材の種類		鉄筋の種類			
		SD345	SD390	SD490	
引張 応 力 度	1) 活荷重及び衝撃以外の主荷重が作用する場合 (はり部材等)	100	100	100	
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含まない場合の基本値	2) 一般部材	180	180	180
		3) 水中又は地下水位以下に設ける部材	160	160	160
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含まむ場合の基本値	4) 軸方向鉄筋	200	230	290
		5) 上記以外	200	200	200
	6) 鉄筋の重ね継手又は定着長を算出する場合の基本値	200	230	290	
7) 圧縮応力度	200	230	290		

道示IV
(H24.3)
表-4.2.1

道示IV
(H24.3)
表-4.2.4

道示IV
(H24.3)
表-4.3.1

1-2-3 鋼 橋

- (1) 道示Ⅱ. 1. 6 (5)項に規定する板厚により降伏点または耐力が変化しないことを保障された鋼材（－H仕様）を用いた場合には、その許容応力度はそれぞれの鋼材の40mm以下の板厚に対して規定する値とする。
- (2) 構造用鋼材の許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度は表1-10に示す値とする。

道示Ⅱ
(H24.3)
3.1.(3)

表1-10 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度 (N/mm²)

鋼 種 鋼材の板厚	S S 400 S M 400 S M A 400W	S M 490	S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	S M 570 S M A 570 W
40以下	140	185	210	255
40をこえ 75以下	125	175	195	245
75をこえ100以下			190	240

道示Ⅱ
(H24.3)
表-3.2.1

- (3) 構造用鋼材の許容軸方向圧縮応力度は、式(1)により算出した値とする。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao} \quad \text{----- (1)}$$

ここに、

σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cag} : 表1-11に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

σ_{cao} : 表1-11に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値
(N/mm²)

表 1-11(a) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

(溶接箱方断面以外の場合)

道示Ⅱ
(H24.3)
表-3.2.2(a)

鋼種 板厚 (mm)	S S 400 S M 400 S M A 400 W	S M 490	S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	S M 570 S M A 570 W
40 以下	$140 : \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.82 \left(\frac{l}{r} - 18 \right) :$ $18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $\frac{1,200,000}{6,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $92 < \frac{l}{r}$	$185 : \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 1.2 \left(\frac{l}{r} - 16 \right) :$ $16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $\frac{1,200,000}{5,000 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $79 < \frac{l}{r}$	$210 : \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 1.5 \left(\frac{l}{r} - 15 \right) :$ $15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $\frac{1,200,000}{4,400 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $75 < \frac{l}{r}$	$255 : \frac{l}{r} \leq 18$ $255 - 2.1 \left(\frac{l}{r} - 18 \right) :$ $18 < \frac{l}{r} \leq 67$ $\frac{1,200,000}{3,500 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $67 < \frac{l}{r}$
40 をこえ 75 以下	$125 : \frac{l}{r} \leq 19$ $125 - 0.68 \left(\frac{l}{r} - 19 \right) :$ $19 < \frac{l}{r} \leq 96$ $\frac{1,200,000}{7,300 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $96 < \frac{l}{r}$	$175 : \frac{l}{r} \leq 16$ $175 - 1.1 \left(\frac{l}{r} - 16 \right) :$ $16 < \frac{l}{r} \leq 82$ $\frac{1,200,000}{5,300 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $82 < \frac{l}{r}$	$195 : \frac{l}{r} \leq 15$ $195 - 1.3 \left(\frac{l}{r} - 15 \right) :$ $15 < \frac{l}{r} \leq 77$ $\frac{1,200,000}{4,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $77 < \frac{l}{r}$	$245 : \frac{l}{r} \leq 17$ $245 - 2.0 \left(\frac{l}{r} - 17 \right) :$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,600 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $69 < \frac{l}{r}$
75 をこえ 100 以下	$190 : \frac{l}{r} \leq 16$ $190 - 1.3 \left(\frac{l}{r} - 16 \right) :$ $16 < \frac{l}{r} \leq 78$ $\frac{1,200,000}{4,800 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $78 < \frac{l}{r}$	$240 : \frac{l}{r} \leq 17$ $240 - 1.9 \left(\frac{l}{r} - 17 \right) :$ $17 < \frac{l}{r} \leq 69$ $\frac{1,200,000}{3,700 + \left(\frac{l}{r} \right)^2} :$ $69 < \frac{l}{r}$		
備考	l : 部材の有効座屈長 (mm) r : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)			

表 1-11(b) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
(溶接箱方断面の場合)

道示 II
(H24.3)
表-3.2.2(b)

鋼種 板厚 (mm)	S S 400 S M 400 S M A 400 W	S M 490	S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	S M 570 S M A 570 W
40 以下	$140 : \frac{l}{r} \leq 18$ $140 - 0.37 \left(\frac{l}{r} \right) + 0.0088 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 21$: $18 < \frac{l}{r} \leq 92$ $140 - 1.6 \left(\frac{l}{r} - 0.0023 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 39 \right)$: $92 < \frac{l}{r}$	$185 : \frac{l}{r} \leq 16$ $185 - 0.60 \left(\frac{l}{r} \right) + 0.0093 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18$: $16 < \frac{l}{r} \leq 79$ $185 - 2.4 \left(\frac{l}{r} - 0.0027 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 32 \right)$: $79 < \frac{l}{r}$	$210 : \frac{l}{r} \leq 15$ $210 - 0.73 \left(\frac{l}{r} \right) + 0.0099 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 17$: $15 < \frac{l}{r} \leq 75$ $210 - 2.9 \left(\frac{l}{r} - 0.0029 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 30 \right)$: $75 < \frac{l}{r}$	$255 : \frac{l}{r} \leq 19$ $255 - 1.0 \left(\frac{l}{r} \right) + 0.011 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 23$: $19 < \frac{l}{r} \leq 67$ $255 - 4.2 \left(\frac{l}{r} - 0.0032 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 31 \right)$: $67 < \frac{l}{r}$
40 をこえ 75 以下	$125 : \frac{l}{r} \leq 20$ $125 - 0.33 \left(\frac{l}{r} \right) + 0.0077 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 23$: $20 < \frac{l}{r} \leq 96$ $125 - 1.4 \left(\frac{l}{r} - 0.0023 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 40 \right)$: $96 < \frac{l}{r}$	$175 : \frac{l}{r} \leq 16$ $175 - 0.55 \left(\frac{l}{r} \right) + 0.0090 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18$: $16 < \frac{l}{r} \leq 82$ $175 - 2.2 \left(\frac{l}{r} - 0.0026 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 33 \right)$: $82 < \frac{l}{r}$	$195 : \frac{l}{r} \leq 16$ $195 - 0.65 \left(\frac{l}{r} \right) + 0.0096 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18$: $16 < \frac{l}{r} \leq 77$ $195 - 2.7 \left(\frac{l}{r} - 0.0028 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 33 \right)$: $77 < \frac{l}{r}$	$245 : \frac{l}{r} \leq 19$ $245 - 0.96 \left(\frac{l}{r} \right) + 0.011 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 23$: $19 < \frac{l}{r} \leq 69$ $245 - 4.0 \left(\frac{l}{r} - 0.0032 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 31 \right)$: $69 < \frac{l}{r}$
75 をこえ 100 以下	$125 - 1.4 \left(\frac{l}{r} - 0.0023 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 40 \right)$: $96 < \frac{l}{r}$	$175 - 2.2 \left(\frac{l}{r} - 0.0026 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 33 \right)$: $82 < \frac{l}{r}$	$190 : \frac{l}{r} \leq 16$ $190 - 0.62 \left(\frac{l}{r} \right) + 0.0093 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 18$: $16 < \frac{l}{r} \leq 78$ $190 - 2.5 \left(\frac{l}{r} - 0.0027 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 33 \right)$: $78 < \frac{l}{r}$	$240 : \frac{l}{r} \leq 19$ $240 - 0.93 \left(\frac{l}{r} \right) + 0.010 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 22$: $19 < \frac{l}{r} \leq 69$ $240 - 3.7 \left(\frac{l}{r} - 0.0031 \left(\frac{l}{r} \right)^2 - 30 \right)$: $69 < \frac{l}{r}$
備考	l : 部材の有効座屈長 (mm) r : 部材の総断面の断面二次半径 (mm)			

(4) 構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は次の規定によるものとする。

1) 部材圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、圧縮フランジの固定状態および図1-1に示す断面の種類によって表1-12(a)、表1-12(b)に示す値とする。

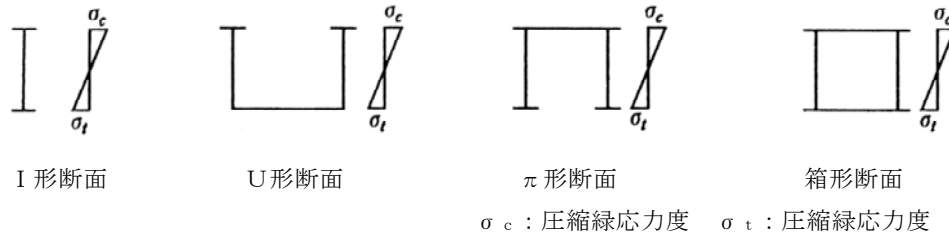


図1-1 断面の種類

表1-12(a) 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

〔圧縮フランジがコンクリート床版などで直接固定されている場合および箱形断面、π型断面の場合〕

鋼材の板厚 (mm)	鋼種 S S 400 S M 400 S M A 400W	S M 490	S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	S M 570 S M A 570 W
40以下	140	185	210	255
40をこえ 75以下	125	175	195	245
75をこえ100以下			190	240

道示Ⅱ
(H24.3)
表-3.2.3(a)

表 1-12(b) 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²) (表 1-12(a)に規定する以外の場合)

道示 II
(H24.3)
表-3.2.3(b)

鋼種 板厚 (mm)		S S 400 S M 400 S M A 400 W	S M 490	S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	S M 570 S M A 570 W
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	40 以下	140: $\frac{l}{b} \leq 4.5$ 140 $-2.4\left(\frac{l}{b}-4.5\right):$ $4.5 < \frac{l}{b} \leq 30$	185: $\frac{l}{b} \leq 4.0$ 185 $-3.8\left(\frac{l}{b}-4.0\right):$ $4.0 < \frac{l}{b} \leq 30$	210: $\frac{l}{b} \leq 3.5$ 210 $-4.6\left(\frac{l}{b}-3.5\right):$ $3.5 < \frac{l}{b} \leq 27$	255: $\frac{l}{b} \leq 5.0$ 255 $-6.6\left(\frac{l}{b}-5.0\right):$ $5.0 < \frac{l}{b} \leq 25$
	40をこえ 75 以下	125: $\frac{l}{b} \leq 5.0$ 125	175: $\frac{l}{b} \leq 4.0$ 175	195: $\frac{l}{b} \leq 4.0$ 195 $-4.2\left(\frac{l}{b}-4.0\right):$ $4.0 < \frac{l}{b} \leq 27$	245: $\frac{l}{b} \leq 4.5$ 245 $-6.2\left(\frac{l}{b}-4.5\right):$ $4.5 < \frac{l}{b} \leq 25$
	75をこえ 100 以下	$-2.2\left(\frac{l}{b}-5.0\right):$ $5.0 < \frac{l}{b} \leq 30$	$-3.6\left(\frac{l}{b}-4.0\right):$ $4.0 < \frac{l}{b} \leq 30$	190: $\frac{l}{b} \leq 4.0$ 190 $-4.0\left(\frac{l}{b}-4.0\right):$ $4.0 < \frac{l}{b} \leq 27$	240: $\frac{l}{b} \leq 4.5$ 240 $-6.0\left(\frac{l}{b}-4.5\right):$ $4.5 < \frac{l}{b} \leq 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	40 以下	140: $\frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$ 140 $-1.2\left(K\frac{l}{b}-9\right):$ $\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	185: $\frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$ 185 $-1.9\left(K\frac{l}{b}-8\right):$ $\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	210: $\frac{l}{b} \leq \frac{7}{K}$ 210 $-2.3\left(K\frac{l}{b}-7\right):$ $\frac{7}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$	255: $\frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$ 255 $-3.3\left(K\frac{l}{b}-10\right):$ $\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$
	40をこえ 75 以下	125: $\frac{l}{b} \leq \frac{10}{K}$ 125	175: $\frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$ 175	195: $\frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$ 195 $-2.1\left(K\frac{l}{b}-8\right):$ $\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$	245: $\frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$ 245 $-3.1\left(K\frac{l}{b}-9\right):$ $\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$
	75をこえ 100 以下	$-1.1\left(K\frac{l}{b}-10\right):$ $\frac{10}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	$-1.8\left(K\frac{l}{b}-8\right):$ $\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 30$	190: $\frac{l}{b} \leq \frac{8}{K}$ 190 $-2.0\left(K\frac{l}{b}-8\right):$ $\frac{8}{K} < \frac{l}{b} \leq 27$	240: $\frac{l}{b} \leq \frac{9}{K}$ 240 $-3.0\left(K\frac{l}{b}-9\right):$ $\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 25$
備考	A_w : 腹板の総断面積 (mm ²) A_c : 圧縮フランジの総断面積 (mm ²) l : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm) b : 圧縮フランジ幅 (mm) $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$				

(5) 構造用鋼材の許容せん断応力度および許容支圧応力度は、それぞれ表1-13に示す値とする。

表1-13 許容せん断応力度および許容支圧応力度

(N/mm²)

応力の種類		鋼 種		S S 400 S M 400 S MA 400W	S M 490	S M 490 Y S M 520 S MA 490 W	S M 570 S MA 570 W
		鋼板の板厚 (mm)					
せん断応力度		40以下		80	105	120	145
		40をこえ 75以下		75	100	115	140
		75をこえ100以下				110	135
支 圧 応 力 度	鋼板と鋼板 との間の支 圧応力度	40以下		210	280	315	380
		40をこえ 75以下		190	260	295	365
		75をこえ100以下				285	355
	ヘルツ公式 で算出する 場合	40以下		600	700	—	—
		40をこえ 75以下					
		75をこえ100以下					

道示Ⅱ
(H24.3)
表-3.2.4

(6) 溶接部および接合用鋼材の許容応力度

1) 溶接部の許容応力度

溶接部の許容応力度は表1-14のとおりとする。

強度の異なる鋼材を接合するときは、強度の低い方の鋼材に対するをとるものとする。

表1-14 溶接部の許容応力度

(N/mm²)

鋼 種		S M 400 S MA 400 W		S M 490		S M 490 Y S M 520 S MA 490 W			S M 570 S MA 570 W			
		40以下	40をこえ 100以下	40以下	40をこえ 100以下	40以下	40をこえ 75以下	75をこえ 100以下	40以下	40をこえ 75以下	75をこえ 100以下	
工 場 溶 接	完全溶込み 開先溶接	圧縮 応力度	140	125	185	175	210	195	190	255	245	240
		引張 応力度	140	125	185	175	210	195	190	255	245	240
		せん断 応力度	80	75	105	100	120	115	110	145	140	135
	すみ肉溶接及 び部分溶込み 開先溶接	せん断 応力度	80	75	105	100	120	115	110	145	140	135
現 場 溶 接		原則として工場溶接と同じ値とする										

道示Ⅱ
(H24.3)
表-3.2.6

2) 高力ボルトの許容力および許容応力度

表 1-15 摩擦接合用高力ボルトの許容力

(1ボルト1摩擦面あたり) (KN)

ボルトの等級 ねじの呼び	(a)接触面を塗装しない場合			(b)接触面に無機ジンクリッチペイントを塗布する場合		
	F 8 T	F 10 T	S 10 T	F 8 T	F 10 T	S 10 T
M20	31	39	39	35	44	44
M22	39	48	48	44	54	54
M24	45	56	56	51	63	63

道示Ⅱ
(H24.3)
表-3.2.7

表 1-16 支圧接合用の高力ボルトの許容せん断応力度

支圧接合用ボルト 応力の種類	許容応力度 (N/mm ²)	
	B 8 T	B 10 T
せん断応力度	150	190

道示Ⅱ
(H24.3)
表-3.2.8

表 1-17 支圧接合用高力ボルトの許容支圧応力度

(N/mm²)

母材および 連結板の鋼種 鋼材の板厚 (mm)	S S 400 S M 400 S M A 400 W	S M 490	S M 490 Y S M 520 S M A 490 W	S M 570 S M A 570 W
	40以下	235	315	355
40をこえ 75以下	215	295	335	430
75をこえ100以下			325	420

道示Ⅱ
(H24.3)
表-3.2.9

3) アンカーボルト及びピンの許容応力度

アンカーボルト及びピンの許容応力度は、表 1-18に示す値とする。

表 1-18 アンカーボルト、ピンの許容応力度

(N/mm²)

応力の種類	部材の種類	鋼種		
		S S 400	S 35 C N	S 45 C N
せん断応力度	アンカーボルト ピン	80	110	110
		100	140	150
曲げ応力度	ピン	190	260	290
支圧応力度	ピン (回転を伴わない場合)	210	280	310
	ピン (回転を伴う場合)	105	140	155

道示Ⅱ
(H24.3)
表-3.2.11

4) 仕上げボルトの許容応力度

仕上げボルトの許容応力度は、表 1-19に示す値とする。

表 1-19 仕上げボルトの許容応力度

(N/mm²)

応力の種類	JIS B 1051になる強度区分		
	4.6	8.8	10.9
引張応力度	140	360	470
せん断応力度	90	200	270
支圧応力度	210	540	700

道示Ⅱ
(H24.3)
表-3.2.12

(7) 支承その他に用いる鋳鍛造品の許容応力度は、表 1-20 に示す値とする。

表 1-20 鋳鍛造品の許容応力度

(N/mm²)

応力の種類 鋳鍛造品の種類		横軸向応力度		曲げ応力度		せん断 応力度	支 圧 応 力 度			
		引張	¹⁾ 圧縮	引張	¹⁾ 圧縮		すべりの ない 平面接 触 ²⁾	すべり のある 平面接 触 ²⁾	ヘルツ公式で計算する 場合の支圧	
									支 圧 応力度	かたさ必要 値 HB ³⁾
鍛 鋼 品	S F 490A	140	140	140	140	80	210	105	600	125以上
	S F 540A	170	170	170	170	100	250	125	700	145以上
鋳 鋼 品	S C 450	140	140	140	140	80	210	105	600	125以上
	S C W 410	140	140	140	140	80	210	105	600	125以上
	S C W 480	170	170	170	170	100	250	125	700	145以上
	S C M _n 1A	170	170	170	170	100	250	125	700	143以上
	S C M _n 2A	190	190	190	190	110	280	140	780	163以上
機 械 構 造 用 鋼	S 35 C N	190	190	190	190	110	280	140	720	149以上
	S 45 C N	210	210	210	210	120	310	155	800	167以上
鋳 鉄 品	F C 250	60	120	60	120	50	120	60	650	135以上
	F C D 400 ⁴⁾	140	140	140	140	80	210	—	—	—

道示Ⅱ
(H24.3)
表-3.2.5

注) : 1) 許容圧縮応力度は座屈を考慮しない場合の値である。

2) 曲面接触において、図 1-2 に示す γ_1 と γ_2 との比 γ_1 / γ_2 が、円柱面と円柱面では 1.02 未満、球面と球面では 1.01 未満となる場合は、平面接触として取り扱うものとする。
この場合の許容支圧応力度は、投影面積について算出した応力度に対する値である。

3) HB は JIS Z 2243 に規定するブリネル固さを表す。

4) F C D 400 については規定値のない項は使用しないものとする。

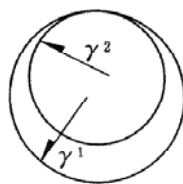


図 1-2

1-2-4 コンクリート橋

PC橋

表1-21 コンクリートの許容圧縮応力度 (N/mm²)

応 力 度 の 種 類			30	36	40	50	60
プレスト レスシング 直 後	曲げ圧縮 応 力 度	(1) 長方形断面の場合	15	17	19	21	23
		(2) T型および箱形断面の場合	14	16	18	20	22
	(3) 軸圧縮応力度		11	13	14.5	16	17
そ の 他	曲げ圧縮 応 力 度	(1) 長方形断面の場合	12	13.5	15	17	19
		(2) T型および箱形断面の場合	11	12.5	14	16	18
	(3) 軸圧縮応力度		8.5	10	11	13.5	15

道示Ⅲ
(H24.3)
表-3.2.2

表1-22 コンクリートの許容引張応力度 (N/mm²)

応 力 度 の 種 類			30	36	40	50	60
曲げ引張 応 力 度	(1) プレストレスシング直後		1.2	1.3	1.5	1.8	2.0
	(2) 活荷重および衝突以外の主荷重		0	0	0	0	0
	主荷重および 主荷重に相当す る特殊荷重	(3) 床版およびプレキャストセグ メント橋におけるセグメント継目	0	0	0	0	0
		(4) その他の場合	1.2	1.3	1.5	1.8	2.0
	(5) 軸引張応力度		0	0	0	0	0

道示Ⅲ
(H24.3)
表-3.2.3

表1-23 コンクリートの許容斜引張応力度 (N/mm²)

応力度の種類		コンクリート設計基準強度				
		30	36	40	50	60
活荷重及び衝突 以外の主荷重	1) せん断力のみ又はねじりモーメント のみを考慮する場合	0.8	0.9	1.0	1.2	1.3
	2) せん断力とねじりモーメントをとも に考慮する場合	1.1	1.2	1.3	1.5	1.6
衝突荷重又は 地震の影響を 考慮しない荷 重の組合せ	3) せん断力のみ又はねじりモーメント のみを考慮する場合	1.7	1.8	2.0	2.3	2.5
	4) せん断力とねじりモーメントをとも に考慮する場合	2.2	2.3	2.5	2.8	3.0

道示Ⅲ
(H24.3)
表-3.2.5

表1-24 コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)

鉄筋の種類		コンクリートの設計基準強度					
		24	30	36	40	50	60
異形棒鋼		1.6	1.8	1.9	2.0	2.0	2.0

道示Ⅲ
(H24.3)
表-3.2.6

表1-25 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²)

応 力 度 の 種 類	24	30	36	40	50	60
(1) 設計荷重作用時	0.39	0.45	0.50	0.55	0.65	0.7
(2) 終局荷重作用時	3.2	4.0	4.6	5.3	6.0	6.0

道示Ⅲ
(H24.3)
表-4.3.1
表-4.3.2

表 1-26 PC鋼材の許容引張力

名称		構成	断面積 (mm ²)	最初に引張力を与える場合 (KN) 0.8σ _{pu} or 0.9σ _{py}	プレストレッシング直後 (KN) 0.7σ _{pu} or 0.85σ _{py}	設計荷重時 (KN) 0.6σ _{pu} or 0.75σ _{py}
ト レ シ ネ	鋼より線	7 S 12.7 B	690.9	982.80	896.70	768.60
		12 S 12.7 B	1,184.5	1,684.80	1,537.20	1,317.60
		12 S 15.2 B	1,664.4	2,397.60	2,192.40	1,879.20
ス ト ン ラ グ ン ド	鋼より線	1 S 17.8	208.4	297.00	270.90	232.20
		1 S 19.3	243.7	348.30	315.70	270.60
		1 S 21.8	312.9	445.50	401.10	343.80
		1 S 28.6	532.4	726.30	664.30	569.40
P C 鋼 棒	SBPR930/1080	φ 23	415.5	347.77	314.11	269.24
	SBPR930/1080	φ 26	530.9	444.36	401.36	344.02
	SBPR785/1030	φ 26	530.9	375.08	354.24	312.56
	SBPR930/1180	φ 26	530.9	444.36	419.67	370.30
	SBPR785/1030	φ 32	804.2	568.16	536.60	437.47
	SBPR930/1180	φ 32	804.2	673.11	635.72	560.92

道示 I. III

(H24.3)

表-解3.1.3(I)

表-解3.4.1(III)

σ_{py} : PC鋼材の降伏点 (N/mm²) σ_{pu} : PC鋼材の引張強さ (N/mm²)

R C 橋

表 1-27 コンクリート (設計基準強度 σ_{ck} = 24 N/mm²)

	許容曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	
	常 時	衝 突 時
主 版	8	—
張 出 し 床 版	8	12

表 1-28 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

応力度、部材の種類等		鉄筋の種類			
		SD345	SD390	SD490	
引 張 応 力 度	1) 活荷重及び衝撃以外の主荷重	100	100	100	
	2) 荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含まない場合の許容応力度の基本値	一般の部材	180	180	180
		床版及び支間長10m以下の床版橋	140	140	140
	3) 荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値	桁の軸方向への配置	200	230	290
		その他	200	200	200
4) 鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の基本値		200	230	290	
5) 圧縮応力度		200	230	290	

道示 III

(H24.3)

表-3.3.1

なお、死荷重のみが作用するときの鉄筋の応力度は、 $100\text{N}/\text{mm}^2$ 以下とする。

鉄筋コンクリート床版の鉄筋の許容応力度は、 $140\text{N}/\text{mm}^2$ に対して $20\text{N}/\text{mm}^2$ 程度余裕を持たせる。

1-3 鉄筋の重ね継手長

鉄筋の種類（SD345）を使用した場合の鉄筋重ね継手長とする。それ以外の鉄筋の種類の場合は担当課と協議するものとする。

①一般部材

コンクリート強度	σ_{CK}	単位	18	21	24	27	30	36	40	50
許容付着応力度	τ_o	N/mm^2	1.20	1.40	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00	2.00
重ね継手長 採用値	l_o	---	45 ϕ	40 ϕ	35 ϕ	30 ϕ	30 ϕ	30 ϕ	25 ϕ	25 ϕ

※上表において、 $18\text{N}/\text{mm}^2$ の許容付着応力度は $21\text{N}/\text{mm}^2$ に対して18/24として求めた。 $36\text{N}/\text{mm}^2$ の許容付着応力度は $30\sim 40\text{N}/\text{mm}^2$ の中位として $1.90\text{N}/\text{mm}^2$ とした。

②場所打ち杭（水中施工）

コンクリート呼び強度	σ_{CK}	単位	30	36	40
許容付着応力度	τ_o	N/mm^2	1.20	1.30	1.40
重ね継手長 採用値	l_o	---	45 ϕ	40 ϕ	40 ϕ

③その他

- a) 鉄筋の重ね継手長は、上表の採用値に鉄筋径を乗じた値とする
- b) 異なる鉄筋径の重ね継手長の場合、細径鉄筋に上表の採用値を乗じた値とする

2 基礎工

2-1 設計上の区分

「基礎はその形式に応じ、原則として直接基礎、ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎又は深礎基礎に区分して設計する。」すなわち、直接基礎は浅い剛体基礎として、杭基礎は深い弾性体基礎として、またケーソン基礎は深い剛体基礎として取扱われているが、 $1 < \beta L_e < 2$ の範囲では水平変位量の照査をしなければならない。

(1) 直接基礎とケーソン基礎は、表2-1により区分するものとする。

表2-1 直接基礎とケーソン基礎の区分

基礎形式	Le/B		
	0	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 : 基礎の短辺幅 (m)

(2) 各基礎の安定性照査の基本と設計法の適用範囲は表2-2によるものとする。

表2-2 各基礎の安定性照査の基本と設計法の適用範囲

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 照査項目	鉛直支持 照査面	水平支持、滑動、水平変位 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	← →
	半無限長杭						← →

注) [] : 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) , $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$

EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

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。)

道示IV
(H24.3)
9.2

道示IV
(H24.3)
表一解9.2.4

道示IV
(H24.3)
表一解9.2.2

2-2 直接基礎

2-2-1 安定計算

安定計算における安全率は次のとおりとする。

地盤の許容鉛直支持力（支持） 常時 3以上 地震時 2以上

地盤の許容せん断抵抗力（滑動） 常時 1.5以上 地震時 1.2以上

合力の作用位置（転倒）

基礎底面における荷重の合力の作用位置は、常時には底面の中心より底面幅の 1/6 以内、地震時には底面幅の 1/3 以内にならなければならない。

道示IV
(H24.3)
10.1

2-3 杭基礎

2-3-1 水平方向の許容変位量

基礎の許容水平変位量は上部構造から決まる許容変位量と下部構造から決まる許容変位量とがある。

道示IV
(H24.3)
9.2.(1).②

表 2-3 下部構造から決まる許容変位量

D：杭径（m）

種別	形態	$D \leq 1.5\text{m}$	$1.5 \leq D \leq 5.0$	$5.0 \leq D$
橋脚	常時	15mm	$0.01 \cdot D$	50mm
	地震時	15mm	$0.01 \cdot D$	50mm
橋台	常時	15mm	15mm	15mm
	地震時	15mm	$0.01 \cdot D$	50mm

注) 暴風時は地震時に準ずる。

2-3-2 地盤から決まる杭の極限支持力

杭の鉛直載荷試験により決定する先端極限支持力について

道路橋示方書下部構造編12.4.1によれば、「地盤から決まる杭の極限支持力は、適切な地盤調査を行ったうえで、支持力推定式から算出するか、鉛直載荷試験から求めなければならない。」とされている。また解説の中に「これまでに蓄積された場所内杭の載荷試験結果に基づき、N値50程度以上の層厚が概ね5m以上あり、十分固結した良質な砂れき層を支持層とする場合には、杭先端の極限支持力度を $5,000\text{kN}/\text{m}^2$ としてよいものとした。」となっている。なお、杭の鉛直載荷試験を行った場合は、その値を基に検討のうえ極限支持力度を決定してよい。その方法は、過去あまり経験のない種類、工法の杭を用いる場合には、地盤工学会の「杭の鉛直載荷試験方法・同解説（平成14年5月）」に基づき、載荷試験で極限支持力を確認するのが良いとなっている。

道示IV
(H24.3)
12.4.1.
(2).②
表一解 12.4.1

2-3-3 杭の最小中心間隔

杭の最小中心間隔は、原則として杭径の2.5倍とする。

杭の最小中心間隔が杭径の2.5倍より小さくなると、群杭としての影響が著しくなり、杭の鉛直支持力、水平方向地盤反力係数等を単杭の場合より低減して考える必要があるが、杭径の2.5倍以上であると、群杭の影響が比較的小さく、また、施工性についても一般には大きな問題はないと考えて良い。

とくに施工場所の制約条件よりフーチングを小さくせざるを得ないような場合は2.5倍より小さくすることも考えられるが、(場所打ち杭など)、この場合には群杭の影響について十分に検討する必要がある。

回転杭は杭先端に羽を有しており、杭径 D_p と羽根部の外径 D_w が異なる。杭の最小中心間隔を羽根外径の1.5倍の場合は $2.5D_p$ 、2.0倍の場合は $3.0D_p$ とし、杭先端の羽根どうしの純間隔として $1.0D_p$ 以上確保している場合、杭軸方向支持力は設計上群杭の影響を考慮しなくて良いことが実験及び解析により確認されている。

なお、最外周の杭中心とフーチング縁端との距離(縁橋距離)は標準的には杭径の1.0倍とすればよい(図2-1)。ただし、杭径が小さい既製杭を用いる場合には、杭中心から杭径の1.0倍よりも仮想鉄筋コンクリート断面の径が大きくなることから、仮想鉄筋コンクリート断面の寸法等を考慮して縁端距離を確保する必要がある。

2-3-4 深礎杭の設計手法(斜面上の深礎杭)

地表面の傾斜が10度以上の斜面上において深礎工法により施工され、一般に根入れ深さが基礎幅に比較して大きい深礎基礎を対象とする。

常時、暴風時およびレベル1地震時に対する深礎基礎の照査は、次によらなければならない。

- ①深礎基礎底面における鉛直地盤反力度は、基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。
- ②深礎基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。
- ③深礎基礎の変位は、許容変位以下とする。
- ④深礎基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。

岩盤の極限支持力は、直接基礎と同様に母岩の一軸圧縮強度を目安として最大地盤反力度を表2-4に示す上限値程度に抑えるのがよい。

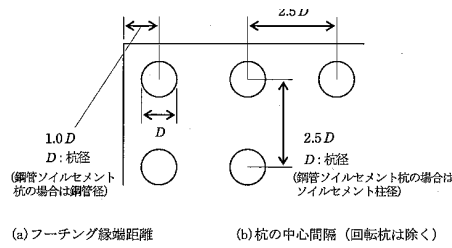


図-解 12.3.1 杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離

図2-1 杭の最小中心間隔

道示IV

(H24.3)

12.3

道示IV

(H24.3)

15.1

15.4.1

表 2-4 岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の種類	基礎底版地盤の 最大地盤反力度 (kN/m ²)		目安とする 一軸圧縮強度 (MN/m ²)
	常時	暴風時、レベル1 地震時	
軟岩	2,000	3,000	1~10
硬岩	2,500	3,750	10以上

2-3-5 斜杭の設計法

斜杭の設計法については、「杭基礎設計便覧（平成27年3月）4-6」によるものとする。

2-3-6 回転杭

回転杭については、「杭基礎設計便覧（平成19年1月）9」によるものとする。

2-3-7 PCウエル

PCウエル工法については「杭基礎設計便覧（平成27年3月）10」によるものとする。

2-3-8 軟弱粘性土地盤上に設置される橋脚の杭基礎の設計

（水平変位の制限を緩和する杭基礎）

変位法は豊富な実績を持ち信頼性が確立されており、一般の杭基礎に適用できる設計法として規定している。

しかし、変位法は地盤及び杭体が弾性挙動することを前提としているため、地盤に過大な非線形性が生じないように許容変位を設けている。常時、暴風時及びレベル1地震時の許容水平変位は、杭径の1%（杭径1.5m以下では15mm）であるが、この許容変位は、地盤の硬軟、杭種に関わらず一定の値としているため、地盤条件や杭種によっては、基礎の変位を許容変位以下にしようとする、杭体応力度や杭頭反力に著しく余裕が生じるような場合がある。特に軟弱な沖積粘性土地盤（N値が5未満の粘性土を想定）に計画される杭基礎の場合にはこうした影響が顕著であると考えられるため、地盤の性状を適切に評価したうえで、必要に応じ水平変位の制限値を緩和して設計を行うことが合理的となる。

具体的には、常時、暴風時及びレベル1地震時に対する橋脚の杭基礎の設計において、土質試験や孔内水平載荷試験など詳細な地盤調査方法により地盤定数を評価しても杭体応力又は杭頭鉛直反力が許容値に対して著しく余裕が生じるような条件の場合には、水平地盤反力係数の変位レベル依存性を考慮して変位及び断面力の計算を行うことができる。この場合、下部構造から決まる水平変位の制限値は、主としてN値が5未満の粘性土で構成される地盤に位置する既製杭の水平載荷試験データの分析結果から、杭径の3.5%としてもよい。

ここで、制限値を緩和することができる対象杭種は、鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭、PHC杭及びSC杭とする。場所打ち杭については、一般に地盤抵抗が弾性限界に達するよりも先に杭体が弾性限界に達するため、制限値を緩和することはできない。

道示IV
(H24.3)
12.8.(5)

また、ここで示す制限値の緩和は、橋脚の杭基礎の場合のみ適用可能であり、橋台においては適用できないことに留意する必要がある。これは、橋台の場合、背面土により常に偏土圧が載荷されている状態であり、基礎の変形が弾性範囲内にあっても元の位置に戻らないことも想定されるためである。同様の観点から、常時に偏土圧を受けるような橋脚、例えば護岸近傍に位置する橋脚においても水平変位の緩和は行わない方がよい。

水平変位の緩和を行う場合の地盤反力係数は、地盤抵抗の非線形性を考慮し、着目する変位量を基準とした式(1)に示す k_H' を用いる。

$$k_H' = k_H \times \left(\frac{y'}{y} \right)^{-1/2} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

k_H' : 着目する変位量を基準とした水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 基準変位量 y に対する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

y' : 着目する変位量(mm)。ただし、杭径(鋼管ソイルセメント杭の場合はソイルセメント柱径)の3.5%以下(≦50mm)とする。

y : 基準変位量(mm)で杭径(鋼管ソイルセメント杭の場合はソイルセメント柱径)の1%とする。

レベル1地震時に対する照査において橋に影響を与える液状化が生じると判定された場合も、地盤の非線形性を考慮した解析法により照査を行うことを前提に、同様に水平変位の制限値を杭径の3.5%(≦50mm)に緩和してもよい。なお、対象となる杭種等の条件は前述と同様である。

2-3-9 偏荷重を受ける基礎

常時偏荷重を受ける軟弱地盤上の基礎で側方移動のおそれがある場合においては、その影響について検討しなければならない。

橋台の側方移動の判定や側方移動対策工の検討に当たっては、「道示IV下部構造編 9.9」に準拠し検討しなければならない。

また、検討に当たっては道示にて参考文献とされている「橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討(その2)(土木研究所資料第4174号)」を参考にしてもよい。

道示IV
(H24.3)
9.9(p289)

2-3-10 常時、暴風時およびレベル1地震時の設計

常時、暴風時およびレベル1地震時に対する杭基礎の照査は、次によらなければならない。

- ① 各杭頭部の軸方向反力は杭の許容支持力以下
- ② 杭基礎の変位は許容変位以下
- ③ 杭基礎の各部材に生じる応力度は許容応力度以下

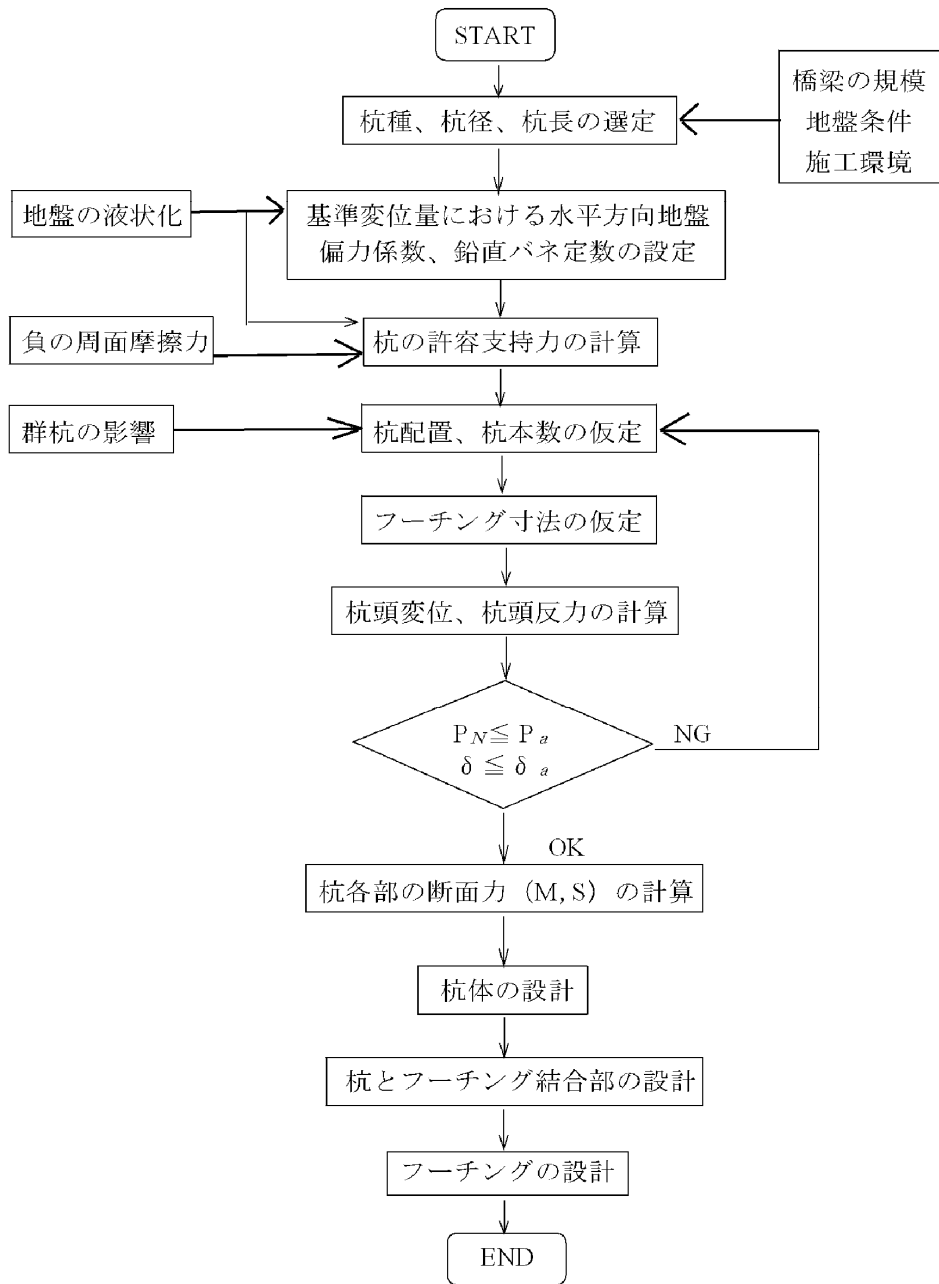
設計条件によっては、負の周面摩擦力や偏土圧のように、杭体に直接作用する力に対しても所要の安全性が確保されることを照査する必要がある。また、必要に応じて群杭の影響についても検討する必要がある。

プレボーリング杭工法の場合は、水平変位が大きくなる杭頭近くの浅い領域では、杭体と杭周面のソイルセメント柱が分離し、支持力機構が変化する可能性が指摘されている。このことから、レベル2地震時に基礎の塑性化を考慮する橋にプレボーリング杭工法を用いる場合には、あらかじめレベル2地震後にソイルセメント柱が有効でなくなった場合も想定して、常時、暴風時及びレベル1地震時の照査を行うのがよい。

杭基礎の水平方向の安定性は、水平変位により照査することを規定している。

下部構造から決まる許容変位に対しては、設計上の地盤面がフーチング下面又はそれより下に位置する場合には、設計上の地盤面において照査を行う。設計上の地盤面がフーチング下面より上に位置する場合には、杭頭位置において照査を行う。

道示IV
(H24.3)
12.1



P_N : 杭頭軸方向反力
 P_a : 許容支持力
 δ : 発生水平変位
 δ_a : 許容水平変位

図2-2 常時、暴風時およびレベル1地震時の照査フロー

2-4 構造細目

2-4-1 鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭

(1) 一般

鋼管杭の許容応力度は、表2-4に示すとおりである。

(2) 軸力と曲げモーメントに対する設計

1) 断面応力度

杭に作用する軸力および曲げモーメントにより杭体に生じる応力度は式(2)により計算する。発生する応力度が表2-5に示す構造用鋼材の許容応力度以下であることを照査する。ただし、鋼管ソイルセメント杭は、鋼管部のみ有効として応力度を算出する。

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{Z} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

σ : 杭体に生じる曲げ応力度 (N/mm²)

N : 杭の軸力 (N)

A : 杭の有効断面積 (mm²)

M : 杭の曲げモーメント (N・mm)

Z : 杭の有効断面係数 (mm³)

表2-5 鋼管杭および鋼管ソイルセメント杭の許容応力度 (N/mm²)

区 分	応力度の種類	常 時		
		SKK400	SKK490	
母 材 部	引 張	140	185	
	圧 縮	140	185	
	せん断	80	105	
溶 接 部	グループ溶接	引 張	140	185
		圧 縮	140	185
		せん断	80	105
	すみ肉溶接	せん断	80	105
	現場溶接	引 張 圧 縮 せん断	原則として工場溶接と同じ値とする 注)	

注) 溶接技術の向上に加えて適切な施工管理が行われている場合、十分な溶接品質が確保できることがこれまでの実績から明らかになったことから、原則として工場溶接と同じ許容応力度としている。ただし、道示IV18章の規定に従い、適切な技能を有する溶接工が適切な溶接環境のもとで施工するとともに、非破壊検査や施工過程の記録化などにより品質管理等を行うことが前提となることに留意する必要がある。

2) 断面変化位置の設計

断面変化位置は作用する断面力に対して応力度および水平変位量が許容値内に収まるように設定する。ただし、高止まり等が想定される場合はその影響を考慮して0.5~1.0m程度の余裕をもって設定するのが良い。

断面変化位置が2ヶ所以上となる場合は、各断面変化位置の距離を2m以上確保する。

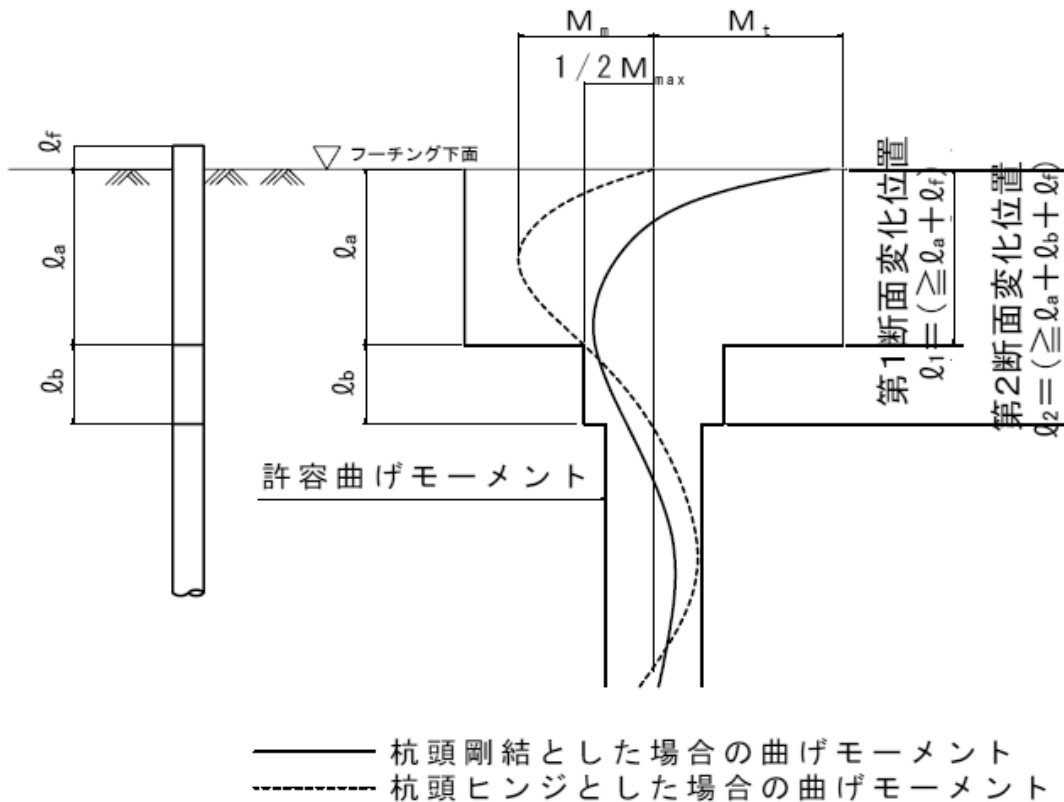


図2-3 鋼管杭の断面変化

杭の第1断面変化位置は、次式により求める。

$$l_1 \geq l_a + l_f$$

ここに、

l_1 : 杭頭からの第1断面変化位置までの距離 (m)。

ただし、0.5m 単位で切り上げる。

l_a : フーチング下面から地中部の曲げモーメントの値が
最大曲げモーメントの 1/2 となる位置までの長さ (m)

l_f : フーチングへの埋込み長 (m)

M_{max} : M_t , M_m のいずれか大きい方の曲げモーメント (kN・m)

M_t : 杭頭剛結として求めた杭頭曲げモーメント (kN・m)

M_m : 杭頭ヒンジとして求めた地中部最大曲げモーメント (kN・m)

第2断面変化位置は、次式により求められる。

$$l_2 \geq l_a + l_b + l_f$$

ここに、

l_2 : 杭頭から第2断面変化位置までの距離 (m)。ただし、0.5m 単位で切り上げる。

l_b : 第1断面下端位置より、設計用曲げモーメントと第3断面の許容曲げモーメントが一致する位置までの距離 (m) で、 $l_b \geq 2$ m とする。

ただし、むやみに断面変化を行うと、かえってコストアップになる場合があるため、経済性についての検討を行う方がよい。

鋼管杭および鋼管ソイルセメント杭の板厚変化は、極端な断面変化による応力集中の影響を考慮して、板厚変化の最大値は7mmとし、最小板厚は「杭基礎設計便覧 7. 構造細目」によることとする。ただし、特別な検討を行った場合はこれらによらなくてもよい。

3) 断面変化部の構造

鋼管杭および鋼管ソイルセメント杭の断面変化部の構造としては、JIS A 5525 (鋼管ぐい) に図2-4に示す構造が示されているので参考にするとうい。

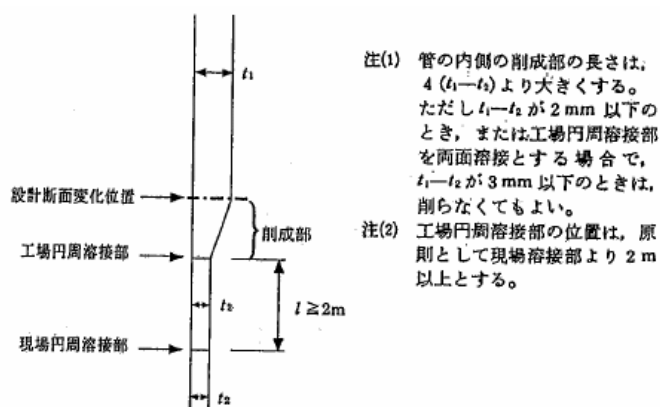


図2-4 断面変化の構造

(3) せん断力に対する設計

鋼管杭および鋼管ソイルセメント杭は、式(3)により算出した平均せん断応力度が許容応力度以下であることを照査する。ただし、鋼管ソイルセメント杭は鋼管部のみ有効として応力度を算出する。なお、鋼管杭および鋼管ソイルセメント杭は、曲げモーメントの影響を大きく受けるため、せん断応力度で断面が決定することが少ない。

$$\tau = \frac{S}{A} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

τ : 平均せん断応力度 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 杭の有効断面積 (mm²)

杭に作用するせん断力が卓越する場合には式(4)によって最大せん断応力度を求めるのが望ましい。

$$\tau = \alpha \cdot \frac{S}{A} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、

τ_{max} : 最大せん断応力度 (N/mm²)

α : 平均せん断応力度に対する最大せん断応力度の比で次式により求める。

$$\tau = \frac{4(D + D \cdot d + d)}{3(D + d)} \dots\dots\dots (5)$$

D : 外径 (mm)

d : 内径 (mm)

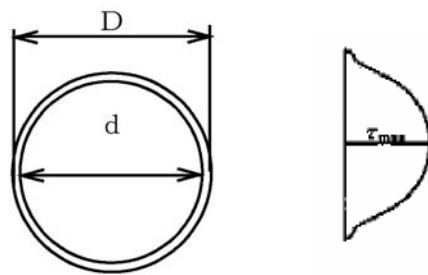


図 2 - 5 せん断応力度分布図

(4) 鋼管杭の腐食に対する設計

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等の影響を受けない場合で、腐食調査も行わず、また、防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（地下水中有る部分も含む）について、一般に1mmの腐食しるを考慮するのがよい。（鋼管の内面については考慮しなくてよい）

海水、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、及び、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ない。さびしるを考慮する場合は、設計に用いる有効直径は下式のようにになるので注意を要す。

$$\text{有効直径} = (\text{杭径} - \text{さびしる})$$

2-4-2 場所打ち杭

1 設計径

場所打ち杭の設計径は、表2-6による。

表2-6 設計径

工 法	設 計 径
オールケーシング工法 リバース工法 アースドリル工法	0.8m以上とし、0.1m段階とする。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は、設計径は公称径から0.05m減じた値とする。

場所打ち杭の設計径は、近年の施工実績等を踏まえて規定している。なお、一般に使用されている設計径は1.00m、1.20m、1.50m程度である。

各工法の公称径は以下のとおりである。

- ・オールケーシング工法では、ケーシングチューブ刃先（カッティングエッジ）の外径（図2-6(a)）
- ・リバース工法では、回転ビットの外径（図2-6(b)）
- ・アースドリル工法では、回転バケットに取り付けたサイドカッターの外径（図2-6(c)）

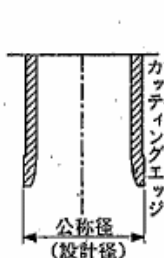


図2-6 (a)

オールケーシング工法の場合

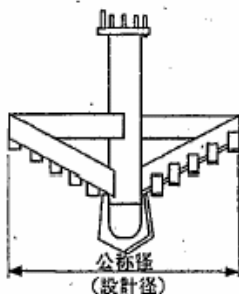


図2-6 (b)

リバース工法の場合

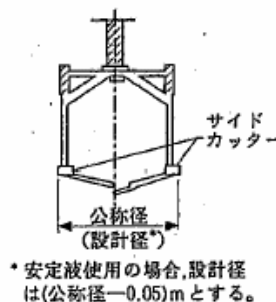


図2-6 (c)

アースドリル工法の場合

道示IV
(H24.3)
12.11.3(2).2)

杭基礎設計便覧
(H27.3)
7-4-1

道示IV
(H24.3)
12.11.2

杭基礎設計便覧
(H27.3)
7-4-1

2 鉄筋の最小かぶり

鉄筋の最小かぶりは、工法、使用機械、地山の凸凹、鉄筋かごの建込み、耐久性等を考慮して決定するものとする。表2-7に基づいて設定した場合は、これを満足するとみなしてよい。

なお、水中にコンクリートを打設する場所打ち杭における鉄筋の最小かぶり120mmは、コンクリートと鉄筋との付着、鉄筋の防食・保護、維持管理の困難さ等を考慮した基本的な必要かぶり70mmに加え、施工性や施工精度等も考慮して規定されている。

表2-7 鉄筋の最小かぶり d

工 法 例	図に示す d の最小寸法	
オールケーシング工法 リバーシブル工法 アースドリル工法	120mm	

3 配筋細目

軸方向鉄筋および帯鉄筋は、施工性に配慮したうえで有効に機能するように配置するものとする。次による場合は、これを満足するとみなしてよい。

(1) 軸方向鉄筋

軸方向鉄筋は異形鉄筋を使用する。その寸法および間隔は表2-8による。

なお、軸方向鉄筋にはフックをつけなくてよい。なお、軸方向鉄筋の継手は重ね継手とする。

表2-8 軸方向鉄筋

項 目	最 大	最 小	摘 用
鉄筋量	6%	0.4%	深礎工法による場合は除外する
鉄筋径 (mm)	一般には35mm程度	22mm	
鉄筋間隔 (mm)	300 ※	鉄筋径の2倍以上、または粗骨材最大寸法の2倍の大きい方	
鉄筋本数 (本)	—	6	
鉄筋長 (m)	12.0	3.5	

※ 鉄筋中心間隔を表わす。

また、以下の点に留意する必要がある。

a) 主鉄筋の配置は、一重配筋が望ましい。

これは、二重配筋とした場合フーチング下面の鉄筋と杭頭の定着鉄筋が競合し、良好な施工ができないこと、および場所打ち杭では、コンクリートの打設・鉄筋かごの建込みやコンクリートの充てんなど施工上の問題が多いためである。

b) 主鉄筋は定尺ものを使用するよう配慮し、端数調整は最下端の鉄筋で行うのが望ましい。

c) 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IVに規定する最小鉄筋量(0.4%)以上は必ず配筋すること。

d) 主鉄筋の最大中心間隔については道示IVではとくに規定していないが、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、300mm程度以下とすること。

主鉄筋の最小中心間隔は道示IVの規定に従うものとし、粗骨材の寸法にもよるが、一般にはD32までは100mm程度、D35までは105mmとするのがよい。

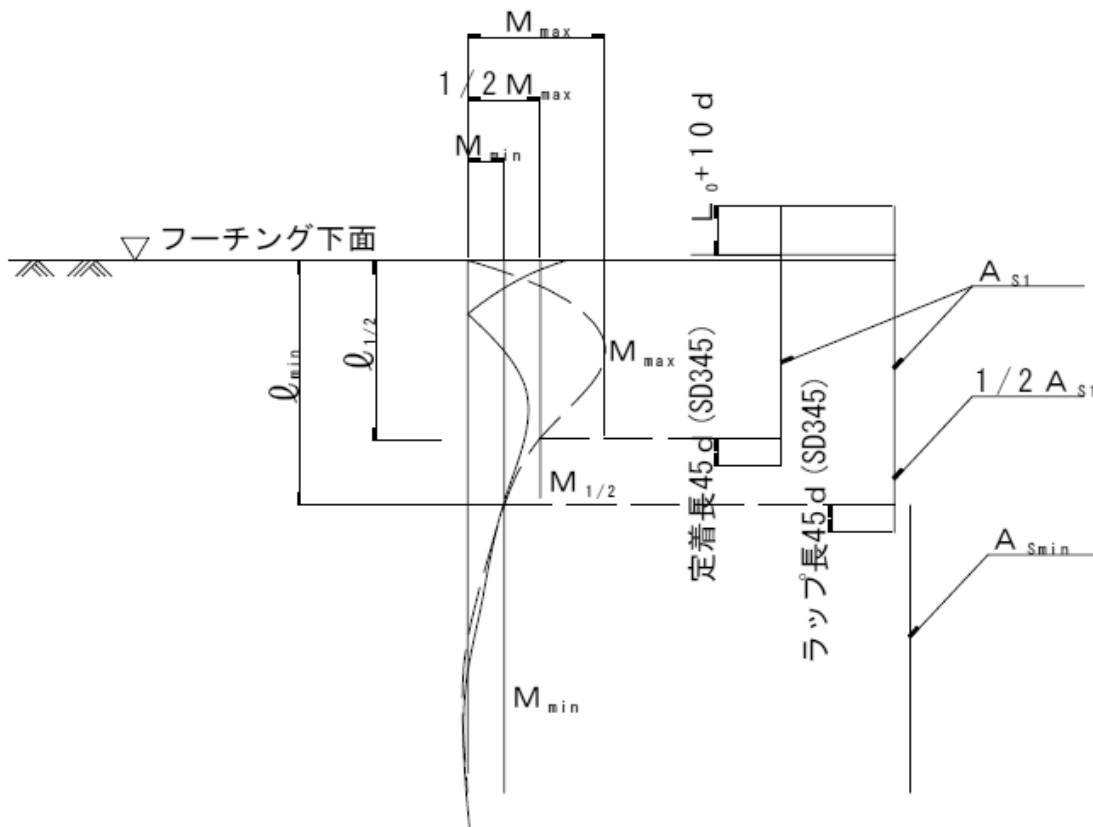
e) 道示IVでは、最近の鉄筋の太径化を考慮してD51までの鉄筋に対して許容応力度を規定している。しかし、場所打ち杭の主鉄筋に太径の鉄筋を用いる場合、鉄筋の継手の強度や施工性については十分な検討が必要であり、一般にはD35以下の鉄筋を使用するのが望ましい。

f) SD490の鉄筋を軸方向鉄筋に使用した鉄筋コンクリート橋脚や場所打ち杭に対する適用性を検証する実験は、30N/mm²以上の強度を有するコンクリートを用いて実施されており、場所打ち杭の軸方向鉄筋にSD390またはSD490を使用する場合は設計基準強度30N/mm²(水中コンクリート：呼び強度40N/mm²)を用いるのが良い。

杭基礎設計便覧

(H27.3)

6-4



杭基礎設計便覧

(H27.3)

2-6-5

図2-7 場所打ち杭の断面変化

(2) 帯鉄筋

帯鉄筋は異形鉄筋を使用するものとし、その直径は 13mm 以上、中心間隔は 300mm 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）の範囲内では、帯鉄筋の中心間隔を 150mm 以下、かつ鉄筋量は側断面積の 0.2%以上とする。

帯鉄筋の中心間隔は、場所打ち杭の変形特性等の特性ならびに実状を考慮して最大間隔を 300mm と定めた。また、側断面積の 0.2%以上とする規定は、太径の場所打ち杭には適用しなくても良い。

帯鉄筋量は、せん断応力度の照査と最小鉄筋量の照査で決定する。

なお、地震時保有水平耐力法により抗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てん性を考慮すると、帯鉄筋の最小間隔は 125mm 以上とすることが望ましい。

帯鉄筋の中心間隔を 150mm とした場合の鉄筋量 (A_s) は、 $A_s \geq 0.001D \times 150$ で計算され、この関係を示すと表 2-9 のようになる。また、鉄筋の加工性を考慮すると、機械掘削による場所打ち杭の帯鉄筋の最大径は D22 以下が望ましい。

近年機械掘削の場所打ち杭においても杭径が 2.0m を超える事例が増えてきた。

表 2-9 杭頭付近の帯鉄筋径の目安

杭 径 (m)	帯 鉄 筋 の 径 (m m)
0.8	D13
1.0	D16
1.2	D16
1.5	D19
2.0	D22

その際の帯鉄筋径はせん断応力度の照査で決定することが基本となるが、せん断応力度に余裕がある場合でも鉄筋かごの剛性等から D22 とすることが望ましい。

また、帯鉄筋は、塑性化後も一定の変形能を確保するため、直径の 40 倍以上帯鉄筋を重ね合わせるとともに半円形フック又は鋭角フックをつけて定着する。

溶接継手については所定の品質を確保するための施工管理方法等について必ずしも明らかでない点があることや、近年では小径のトレミー管が開発されており、道路橋基礎に適用される程度の杭径に対してはこれらの使用でフックとの干渉を避けることができる状況であることを踏まえ、平成 24 年道路橋示方書下部構造編 7.8 の規定から溶接継手に関する記載は削除されている。

したがって、溶接継手など具体的に記載されていない方法による継手の使用を禁じたものではないが、継手の採用にあたっては平成 24 年道路橋示方書下部構造編 7.8 の規定を踏まえ、所定の品質を確保することができる継手方法を適切に選定すること。

杭基礎設計便覧
(H27.3)
7-4-3

道示IV
(H24.3)
12.11.2

道路橋示方書・同
解説(平成24年3
月)に関する質
問・回答集(I)
IV 下部構造編
(H24.11)

(3) 施工（鉄筋かご組立て）

鉄筋かごの組立時には、溶接による形状保持を行う場合、鉄筋の断面減少等の欠陥が生じるおそれがあり、溶接によらない形状保持方法が開発され現場で適用される実状を踏まえ、H24道示では品質向上のため形状保持のための仮止めを禁止した。

（道示IV19.8）

鉄筋かご組立て時の構造細目

- ・補強材は平鋼、型鋼を基本とする。補強材の強度が不足する場合に異形棒鋼を使用
- ・補強リングのピッチは、道示IV P.572に示す2～3mを基本とするが、施工性を考慮して、3mを基本とする。また、杭頭部は位置がずれやすいことから鉄筋円周長に対して500～700mm間隔で設置する。
- ・補強リングは、計算の結果、吊上げユニットごとに異なる場合もあるが、施工性を考慮して、同一形状で統一する。
- ・補強リングと帯鉄筋の位置が同一箇所となる場合は、帯鉄筋間隔を変えずに補強リングの位置を調整する。
- ・補強リングと主鉄筋の交差位置は、全箇所を固定金具で固定する。
- ・鉄筋と帯鉄筋の交差箇所は、4本おきに番線結束するものとし固定金具は使用しない
- ・スペーサーは、同一深さ位置に4～8個、深さ方向3m間隔で取り付けるのが一般的である。杭頭部は、位置がずれやすいことから鉄筋かご円周長に対し500～700mmの間隔で設置するのがよい。
- ・杭長が長い場合で、杭頭部の鉄筋量が杭下部に比べて多い場合は、曲がりや座屈のおそれがあることから、軸方向鉄筋の本数を増やしたり、補強鉄筋やアングルなどで補強するなどの対策を行う。

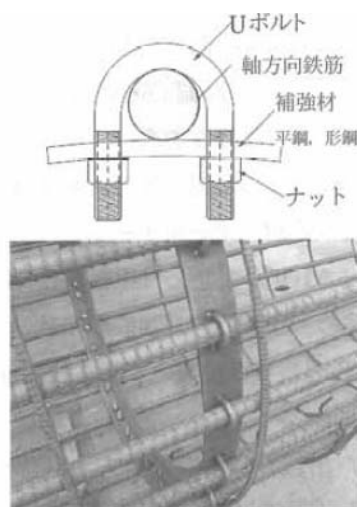


図2-8 Uボルトを用いた例

2-4-3 深礎基礎

1 形状寸法及び配列

柱状体深礎基礎の場合には、下部構造躯体の軸方向鉄筋が確実に定着できるような寸法であることや躯体の剛性に比して十分な大きさを有することが必要であり、これまでの実績も考慮して5m以上を目安とする。また、組杭深礎基礎の場合には、掘削や支持層状況の確認、基礎本体の構築を孔内で行うため、安全性や施工性を考慮する必要があり、実績として2m以上が用いられる。

斜面上の橋台において組杭深礎基礎を適用する場合には、周辺地盤が不安定になった場合の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。

また、深礎杭の最小間隔は杭径の2倍程度、深礎杭の中心とフーチングの縁端距離は2-3-3に準ずることとするが、確保できる用地や他の構造物との干渉などの理由から、フーチングの寸法の寸法を大きくできない場合、縁端距離を縮小することも考えられる。この場合には、深礎杭の外周面からフーチングの縁端との距離は、近年の実績が多い250mm程度以上とし、レベル2地震時も含めた水平押抜きせん断の照査などにより所要の性能を満たすよう設計を行うこと。

図2-8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よい。

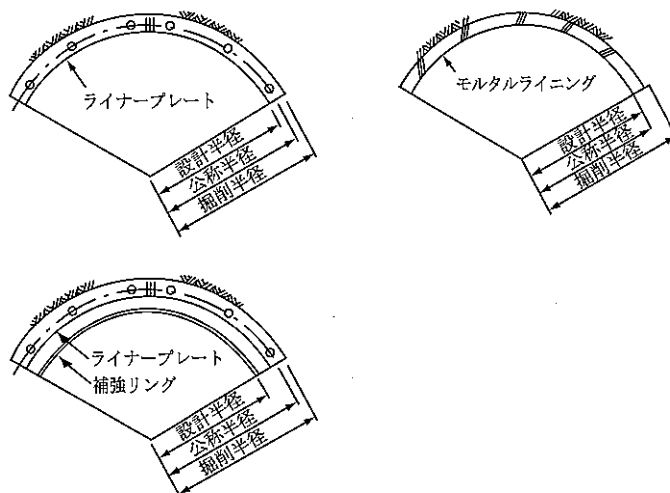


図2-9 深礎基礎の設計径

2 鉄筋の最小かぶり

鉄筋のかぶり d は設計径の外周から70mm以上とする。

深礎基礎は、孔内で鉄筋を組み立てられるため、最外縁の帯鉄筋を組み立てた後で軸方向鉄筋を建込むなど、断面の内外両側から鉄筋組立て作業が可能な橋脚とは鉄筋の組立て方法が大きく異なっている。このため、深礎基礎の配置の際には完成形における鉄筋配置だけでなく、施工時の鉄筋組立てに必要な構造や配置についても十分配慮する必要がある。

道示IV

(H24. 3)

15. 3

道路橋示方書・同解説(平成24年3月)に関する質問・回答集(I)

IV 下部構造編

(H24. 11)

道示IV

(H24. 3)

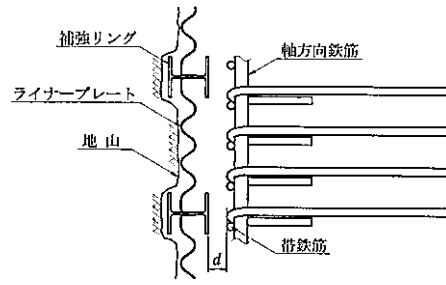


図 2 - 1 0 鉄筋の最小かぶり

15.9

道示IV

(H24.3)

15.9

3 配筋細目

軸方向鉄筋及びせん断補強鉄筋は、施工性に配慮したうえで有効に機能するよう、次のように配置する。

- 1) 軸方向鉄筋は、道示IV12.11.2(3)1)の規定に準じて配置する。
- 2) 軸方向鉄筋の継手は原則として機械式継手とする。
- 3) 柱状体深礎基礎の帯鉄筋は、軸方向鉄筋の1/4以上を基礎全長にわたり配置する。
- 4) 組杭深礎基礎の帯鉄筋は、道示IV12.11.2(3)2)の規定に準じて配置する。

2-4-4 フーチング端部補強鉄筋

フーチング設計における鉄筋の配置については、道示IV.8.7.5によるものとするが、柱とフーチング緑端部との距離が 1.0m 以下の場合には、フーチング緑端部の補強鉄筋を図 2-10 のように D19 以上、200mm 間隔以下で配置するのが望ましい。ただし、フーチング主鉄筋が D16 の場合は、補強鉄筋も D16 としてよい。

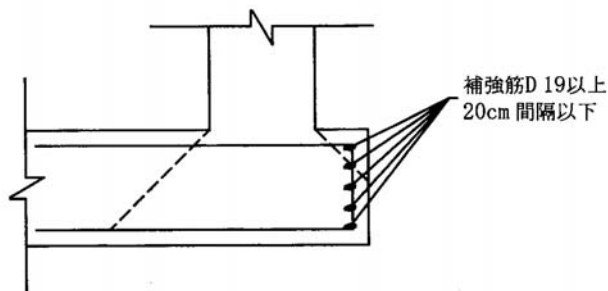


図 2 - 1 1 フーチング端部補強筋

2-4-5 杭頭結合部

1 設計の基本

杭とフーチングの接合部は剛結として設計し、杭頭部に作用する押込み力、引抜き力、水平力及びモーメントに対して安全であるように設計する必要がある。ただし、剛体と仮定できる厚さを有するフーチングに、道示IV12.9.3 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。

既製杭の場合には、道示IV12.9.3 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、フーチング内部に鉄筋コンクリート断面を仮定し（仮想鉄筋コンクリート断面）、杭頭接合部の補強鉄筋の応力度照査を行う。この際、仮想鉄筋コンクリート断面の図心は杭断面の図心と一致するとし、仮想鉄筋コンクリート断面の直径(有効径)は、杭径D(ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合は鋼管径：mm)に $0.25D + 100(\text{mm})$ (ただし、最大400mm)を加えた径とする。コンクリートの応力度については、フーチング内部であり杭頭部の挙動に対して支配的な影響を及ぼさないことが実験により確認されているため、照査は省略してよい。

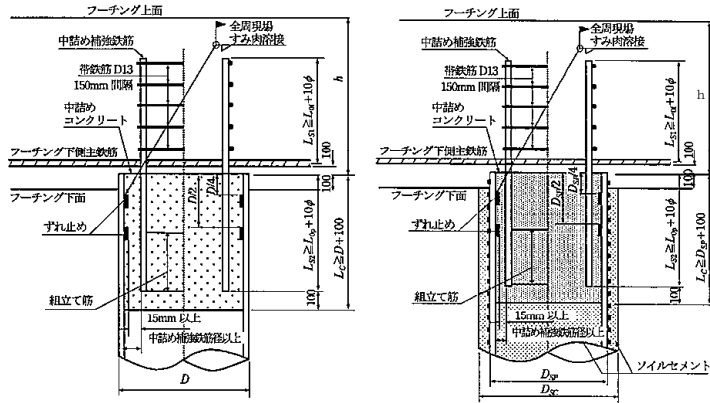
道示IV
(H24.3)
12.9.3

2 構造細目

規製杭における補強鉄筋の杭体内への定着長は、 $L_{0p} + 10\phi$ (ϕ は補強鉄筋の直径)を確保する。フーチング下側鉄筋のかぶりは200mmとすることを標準とする。

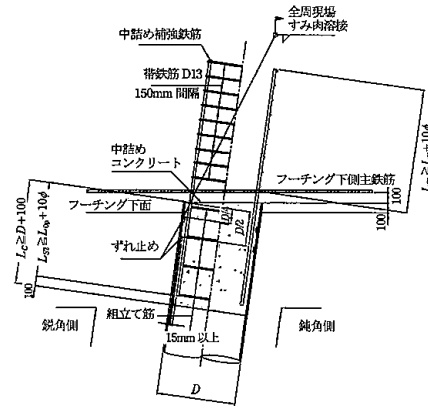
鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭、SC杭の杭頭部の補強は、施工品質の確保が可能な中詰め補強鉄筋を用いた鉄筋かご方式による。施工品質の確保が困難な溶接による補強はないこととし、SD345の中詰め補強鉄筋では配置が困難な場合には、SD390やSD490を用いる。ただし、この場合にはコンクリートの設計基準強度を $30\text{N}/\text{mm}^2$ とする。

斜杭とする場合には、フーチングへの杭の埋込み長さは最小の部分が100mmとなるようにする。なお、鋼管杭がフーチング下面鉄筋と干渉する場合には、鋼管杭を水平に切断する等の処理を行う。

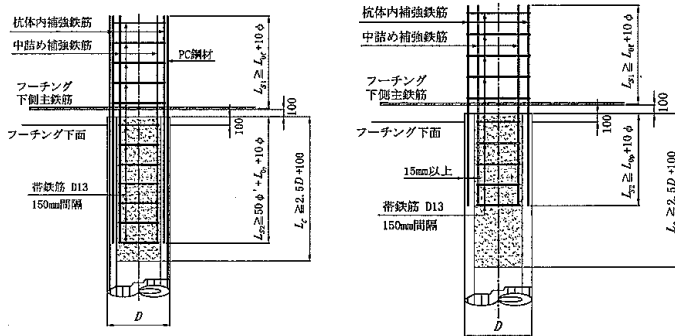


鋼管杭の接合方法

鋼管ソイルセメント杭の接合方法

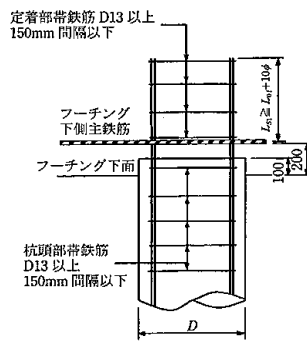


鋼管杭を斜杭として用いるときの接合方法



PHC 杭の接合方法

SC 杭の接合方法



場所打ち杭の接合方法

図 2 - 1 2 杭頭接合方法

道示IV
(H24. 3)
12. 9. 3

2-4-6 橋脚と大口径深礎との接合部の配筋

躯体接合部の厚さは、式(6)に示すように躯体の軸方向鉄筋に対して所定の定着長を確保するとともに、基礎本体の軸方向鉄筋に対しても所定の定着長を確保するよう決定する。ここで、躯体接合部に対する躯体の軸方向鉄筋の定着長は、鉄筋の定着長に躯体短辺方向長さの1/2を加えた値とする。

$$t = \max[L_1, L_2] \dots\dots\dots (6)$$

ここに

t : 躯体接合部の厚さ(mm)

L₁ : 躯体の軸方向鉄筋の躯体接合部に対する定着長を確保するための必要厚さで、鉄筋の定着長を確保できる厚さに躯体短辺方向長さの1/2を加えた長さ(mm)とする。

L₂ : 基礎本体の軸方向鉄筋の躯体接合部に対する定着長を確保するための必要厚さで鉄筋の定着長(mm)とする。

なお、躯体軸方向鉄筋の端部は、打継部のコンクリートの充てん性を考慮して半円形フックとするのがよい。ただし、SD490のように半円形フックが使用できない場合には、直角フックどうしが重ならないように配置し、コンクリートの充てん性に配慮するのがよい。

躯体軸方向鉄筋の定着部は、図2-12に示すように定着位置が一断面に集中しないように千鳥状に配置し、その端部の高さ方向の間隔は重ね継手又は段落し位置が打継目と重なる場合に準じ、1m程度以上離すことがよい。

また、躯体接合部はフーチング等のように単体での部材設計により鉄筋が配置されないため、躯体からの荷重を確実に基礎本体に伝達できるよう図2-12に示すような補強鉄筋を接合部上面及び内部に配置するのがよい。

補強鉄筋の決定にあたっては、類似の構造における配筋事例を参考に、躯体軸方向鉄筋から接合部に伝達される応力状態や深礎基礎に配置される鉄筋の効果を考慮したうえで、接合部における損傷が検証できるFEM解析等を用いることが考えられる。

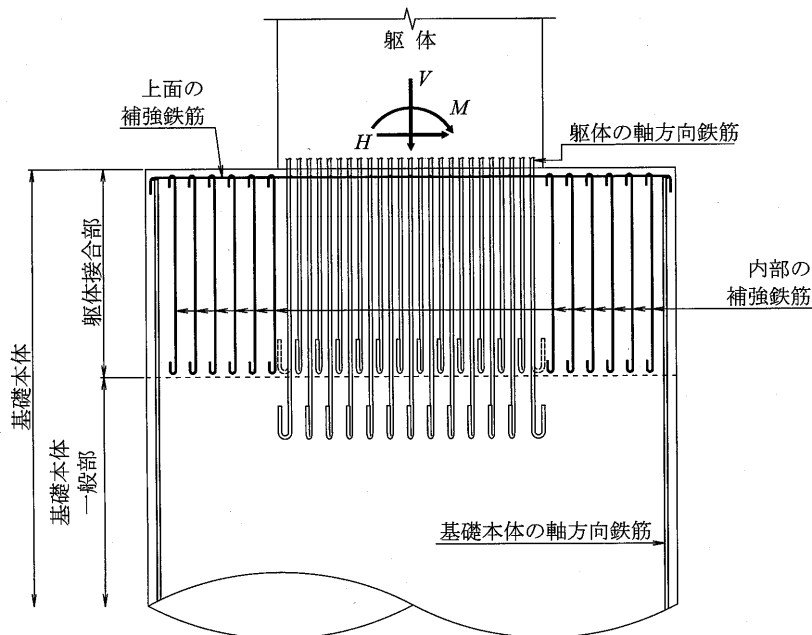


図2-12 柱状体深礎基礎各部の構造例

2-5 土留め構造の設計

土留め構造の選定

- (1) 深礎基礎の施工に用いる土留め構造は、ライナープレート及びモルタルライニング・吹付けコンクリート等の工法によることを原則とする。
- (2) 深礎基礎の土留め構造は、ライナープレートを標準とするが掘削完了後、地山の自立性が期待できる場合はモルタルライニング、吹付けコンクリート等を標準とする。
- (3) 深礎基礎の土留め構造は、基礎径5m未満の場合にはライナープレート及びモルタルライニング・吹付けコンクリート等を、また、基礎径5m以上の大口径深礎基礎の場合には吹付けコンクリートとロックボトルを用いることを標準とする。
- (4) モルタルライニング・吹付けコンクリート等の深礎基礎の先端部には、土留め施工しなくてもよい。

設計土圧

土砂および風化した軟岩で考慮する設計土圧は次式により求める。

$$P = K S (\gamma m h + W) \dots\dots\dots \text{式(7)}$$

ここに、

P : 土圧強度 (kN/m²)

K S : 土圧係数、土砂および風化した軟岩では0.5とする

γm : 各土層の平均単位体積湿潤重量 (kN/m³)

h : 地表面からの深さ (m)

W : 上載荷重 (kN/m²)

ただし、h = 15m以深では土圧の増加はないものとする。

斜面上の深礎基礎設計施工便覧
(H24. 4)
5-2

材質および許容応力度

(1) モルタルライニングおよび吹付けコンクリートによる土留め構造

- ① 土留め構造は 100 mm を最小厚さとする。
- ② 土留め構造に用いるモルタルは、 $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ を標準とする。なお、土留め構造の設計に際しては掘削サイクルと硬化時間を十分勘案の上、許容応力度を決定しなければならない。
- ③ 補強材が必要な場合はライナープレートの補強リングおよび杭本体に準じた鉄筋を用い、これらに準じた許容応力度を適用するものとする。

(2) ライナープレートによる土留め構造

- ① ライナープレートの材質は JIS G 3131 (熱間圧延軟鋼および鋼帯) SPHC, JIS G 3131 (一般構造用圧延鋼材) SS 330, もしくはこれらと同等以上のものとする。
- ② 組み立てボルトの材質は JIS B 1180 (六角ボルト) 強度区分 4.6 もしくはこれと同等以上のものとする。
- ③ ライナープレートの許容応力度は、以下に示すとおりとする。

SS 330 : 175 N/mm^2

SPHC : 145 N/mm^2

- ④ 補強リングの材質は JIS G 3101 (一般構造用圧延鋼材) SS 400 もしくはこれと同等以上のものとする。
- ⑤ 補強リングの許容応力度は 210 N/mm^2 (SS 400) とする。

(3) 大口径深礎基礎の土留め構造

以下の材料を用いるものとする。

- ① 吹付けコンクリート : $\sigma_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$
- ② 鋼製リング支保工 : 補強リングに準ずる。
- ③ ロックボルト : 異形棒鋼 D25 (SD 345)

設計計算法

- (1) 本計算法は、各工法の特徴を踏まえ、適切な条件の下で、モルタルライニングおよび吹付けコンクリート、ライナープレートの設計に適用してよい。
- (2) 深礎基礎施工のための立坑断面外周から均等な土圧が作用するものとして、次の検討を行うものとする。
- ① 円環断面の座屈に対する検討
 - ② 円環断面の圧縮応力に対する検討
- ただし、径3.5m以上の土留め構造については、組立誤差や偏土圧などによって多少楕円状を呈する影響が無視出来ないため、曲げ応力に対する検討も行うものとする。

表 2-10 ライナープレートの断面性能 [単位：m当り]

板厚 (mm)	断面積 (mm ²)	断面二次モーメント (mm ⁴)	断面係数 (mm ³)
2.7	3976	1.410 × 10 ⁶	4.598 × 10 ⁴
3.2	4712	1.676 × 10 ⁶	5.430 × 10 ⁴
4.0	5886	2.104 × 10 ⁶	6.750 × 10 ⁴
4.5	6622	2.374 × 10 ⁶	7.570 × 10 ⁴
5.3	7790	2.808 × 10 ⁶	8.870 × 10 ⁴
6.0	8820	3.194 × 10 ⁶	10.01 × 10 ⁴
7.0	10290	3.752 × 10 ⁶	11.62 × 10 ⁴

斜面上の深礎基礎設計施工便覧
(H24.4)
参考資料 8

表 2-11 補強リング断面性能

寸法 (mm)	断面積	断面二次モーメント (mm ⁴)		断面係数 (mm ³)	
	(mm ²)	I _x	I _y	Z _x	Z _y
H・125×125×6.5/9	3.00 × 10 ³	8.39 × 10 ⁶	2.93 × 10 ⁶	1.34 × 10 ⁵	4.69 × 10 ⁴
H・150×150×7/10	3.97 × 10 ³	16.20 × 10 ⁶	5.63 × 10 ⁶	2.16 × 10 ⁵	7.51 × 10 ⁴

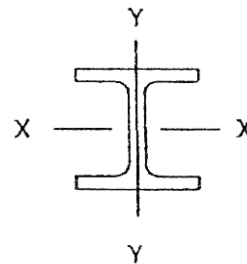


図 2-13 補強リング

大口径深礎の土留め構造

大口径深礎の土留め構造は、吹付けコンクリートとロックボルトなどにより、地盤の状況を十分に考慮した上で、孔壁の安全を確保しなければならない。

表 2-12 岩盤部土留め構造パターン例

岩級区分	地表面傾斜	設計径 (5.0m~10.0m)				設計径 (10.0m~15.0m)				設計径 (15.0m以上)			
		ロックボルト			吹付けコンクリート厚さ (mm)	ロックボルト			吹付けコンクリート厚さ (mm)	ロックボルト			吹付けコンクリート厚さ (mm)
		長さ (m)	間隔 (m)			長さ (m)	間隔 (m)			長さ (m)	間隔 (m)		
		長さ (m)	深さ方向	断面方向		長さ (m)	深さ方向	断面方向		長さ (m)	深さ方向	断面方向	
C ₁	0~10°	3.0	2.0	2.0	(補強材無し) 50	3.0	2.0	2.0	(補強材無し) 50	3.0	1.5	1.5	100
	10~45°	3.0	2.0	2.0	(補強材無し) 50	3.0	2.0	山側: 1.5 他: 2.0	(補強材無し) 50	3.0	1.2	山側: 1.2 他: 1.5	100
	45°以上	3.0	1.5	山側: 1.5 他: 2.0	100	3.0	1.2	山側: 1.5 他: 2.0	150	6.0	1.0	山側: 1.0 他: 1.5	150
C ₂	0~10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	100	4.0	1.5	1.5	100
	10~45°	3.0	1.5	山側: 1.5 他: 2.0	100	3.0	1.5	山側: 1.5 他: 2.0	100	4.0	1.0	山側: 1.0 他: 1.5	100
	45°以上	3.0	1.5	山側: 1.5 他: 2.0	150	3.0	1.2	山側: 1.5 他: 2.0	150	6.0	1.0	山側: 1.0 他: 1.5	150
C ₃	0~10°	3.0	2.0		100	3.0	1.5	2.0	100	4.0	1.5	1.5	100
	10~45°	3.0	1.5	山側: 1.5 他: 2.0	100	3.0	1.2	山側: 1.5 他: 2.0	100	4.0	1.0	山側: 1.0 他: 1.5	100
	45°以上	3.0	1.2	山側: 1.5 他: 2.0	150	3.0	1.2	山側: 1.5 他: 2.0	150	6.0	1.0	山側: 1.0 他: 1.5	150
D	0~10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	150	4.0	1.5	1.5	150
	10~45°	3.0	1.5	山側: 1.5 他: 2.0	100	3.0	1.2	山側: 1.5 他: 2.0	150	4.0	1.0	山側: 1.0 他: 1.5	150
	45°以上	3.0	1.2	山側: 1.5 他: 2.0	150	3.0	1.2	山側: 1.5 他: 2.0	150	6.0	1.0	山側: 1.0 他: 1.5	200

吹付けコンクリートは $\sigma_{ck}=18N/mm^2(180kgf/mm^2)$, 鉄筋は 25mm の異形棒鋼を用いている場合が多い。

吹付けコンクリート厚が 100mm 以上の場合は、厚さ 3~5mm の溶接金鋼を用いている場合が多い。

斜面上の深礎基礎設計施工便覧
(H24.4)
参考資料 8

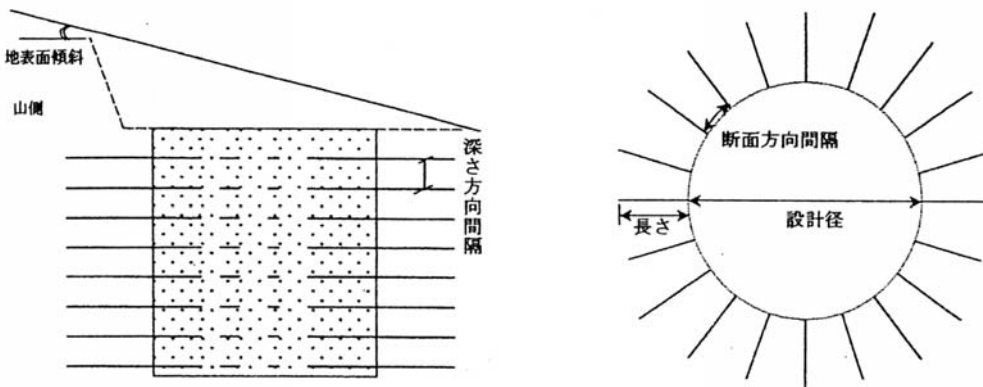


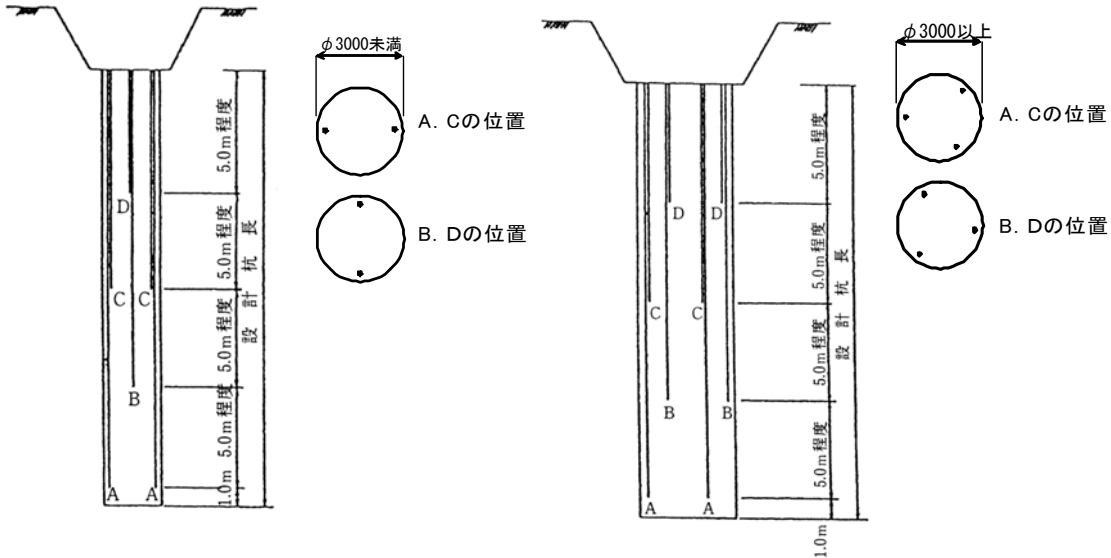
図 2-14 岩盤部土留め構造の概要

2-6 参考資料 (数量)

1 深礎杭グラウトパイプの設置例

(1) 杭径 3 m 未満の場合

(2) 杭径 3 m 以上の場合



1 段の注入口は左図のとおり 2 箇所とし、次の各段の注入口を 90° ずつ変化させて配置する。

1 段の注入口は左図のとおり 3 箇所とし、次の各段の注入口を 60° ずつ変化させて配置する。

大口径深礎の場合は適宜注入口を増す。

(3) グラウトパイプの省略図

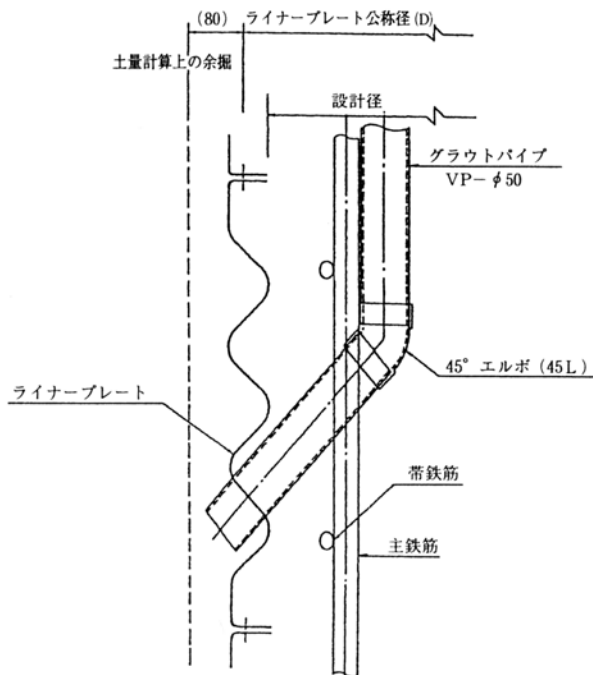


図 2-15 グラウト図

2 杭頭補強構造及び数量

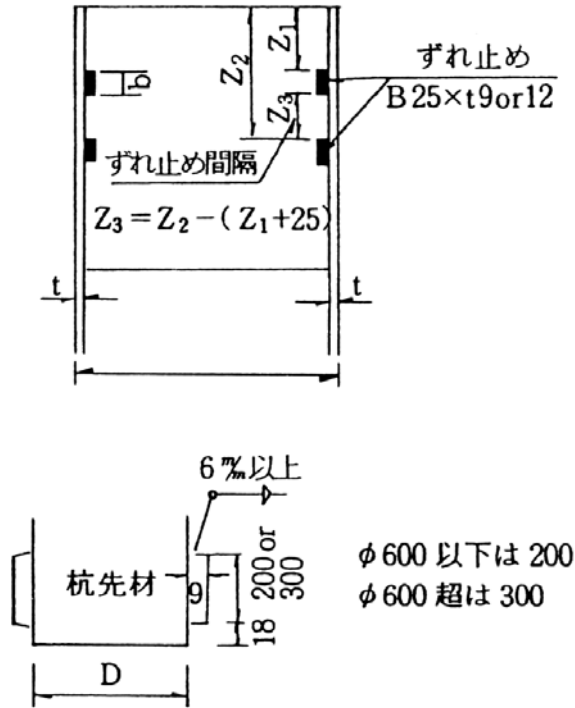


図 2 - 1 6 鋼管杭の構造細目

3 下部工

3-1 設計方針

3-1-1 設計一般

- (1) 使用目的との適合性及び構造物の安全性の照査は、道示IV3.2に規定する荷重の組合せを用いて、道示IV3.3の規定により行うものとする。地震の影響の照査は、本編及び道示耐震設計編により行わなければならない。
- (2) 耐久性の検討は、道示IV6章の規定により行わなければならない。

3-1-2 設計一般

- (1) 橋台・橋脚の躯体は、架橋地点の状況に最も適した形状としなければならない。また、経済性・外観・近接構造物に対する影響・地下埋設物との関係・施工性を考慮して決定するものとする。また、土木構造物設計マニュアル(案)(平成11年11月)に示した設計を踏まえ、合理的な設計を行うものとする。

- (2) フーチング等の土かぶりは、通常の場合50cmを標準とするが、街路上に下部構造を設置する場合、当該道路管理者との協議が必要である。

又、河川敷地内等に下部構造を設置する場合は、河川管理者との協議が必要である。

- (3) 橋台・橋脚においては、「九州地区における土木コンクリート構造物 設計・施工指針(案)」(平成26年4月)に示すように、設計段階において温度ひび割れ照査を実施しなければならない。

照査については手引書(案)の「図3.2.1 温度ひび割れ照査フロー」に基づき行うものとし、簡易推定資料が適用できない又は簡易推定資料でひび割れ指数が1未満の構造物は、詳細照査(温度応力解析)を実施して、ひび割れ指数が1.0以上となるような対策工を立案しなければならない。

温度応力解析については、二次元解析で実施することを基本とするが、特殊な構造など二次元解析が困難な場合は、三次元解析で実施できるものとする。

	緩和対象範囲
フーチング (橋台・橋脚)	部材高を1.8m以下とする場合
壁部材 (橋台・橋脚)	・奥行幅が4m以下の壁部材 ・奥行幅が4mを超える壁部材で、誘発目地を4m以下の間隔で設置する場合 ^{*1}
柱部材(橋脚)	・長辺が4m以下の柱部材
BOXの側壁	・長さが4m以下 ・長さが4mを超える側壁で、誘発目地を4m以下の間隔で設置する場合

表3-1 温度ひび割れ照査を省略することができる範囲

3-2 設計荷重

3-2-1 活荷重の載荷方法

(1) 活荷重は、構造物に最も不利になるように載荷させるのを原則とするが、各けた最大力を使用してもよい。

(2) 上部工死荷重は、支承に作用する集中荷重とするが、床版橋においては分布荷重としてよい。

(3) 橋台等m当りで計算する場合は、この限りでない。

上部構造反力は、簡略計算により算出してもよい。

ただし、斜橋・バチ形橋・曲線橋のような特殊なものについては、実橋に近い反力で計算しなければならない。

簡略計算による場合は、図3-1のように1.0法でよい。

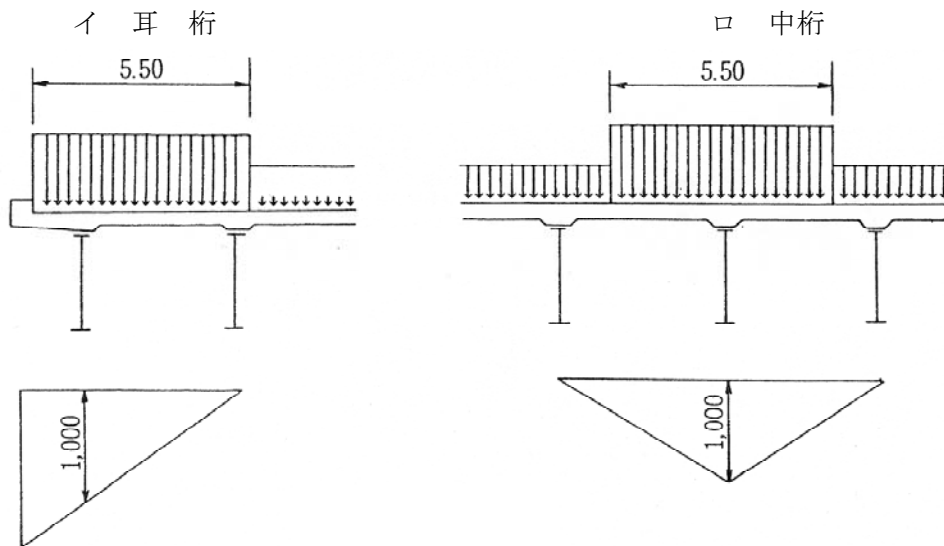


図3-1

3-2-2 橋台に働く荷重の組合わせ

(1) 橋台の設計には、一般に、次の荷重の組合わせを考慮する。

イ 死荷重+活荷重+土圧+(水圧)+(浮力又は揚圧力)

ロ 死荷重+土圧+(水圧)+(浮力又は揚圧力)

ハ 死荷重+土圧+地震の影響+(水圧)+(浮力又は揚圧力)

(2) 河川の堤防中に橋台を設ける場合には、

イ 常時荷重+HWL

ロ 地震時荷重+MWL (L.W.Lが不明な場合は計画河床とH.W.Lとの2/3とする)

の組合わせを考えなければならない。

また、水位は橋台背面と前面水位についても十分検討すること。

なお、地下水位は、危険側に作用させるため、浮力0の場合の安定も考慮しなければならない。

(3) 残留水圧の考慮

水位の変動の著しい箇所において、水際に計画される橋台の場合には前面の水位と裏込め内の水位の間に水位差を生じることがある。このような場合には、この水位差に伴う残留水圧を考慮するものとする。

道示 I
(H24. 3)
2. 2. 7(4)

3-2-3 橋脚に働く荷重の組合せ

(1) 橋脚の設計には、一般に、次の荷重の組合わせを考慮する。

- イ 死荷重+活荷重
- ロ 死荷重+温度変化の影響
- ハ 死荷重+活荷重+温度変化の影響
- ニ 死荷重+地震の影響
- ホ 死荷重+風荷重

道示IV
(H24. 3)
表一解3. 2. 1

多径間連続橋などの橋脚を設計する場合には、ロの温度変化の影響を組合わせた場合に対しても設計しておく必要がある。ただし、温度変化の影響によって基礎は不安定にはならないと考えられることから、基礎本体の部材計算のみ行えば良い場合が多いが、次のような条件の場合は、基礎の安定性に影響がないか留意する必要がある。

- i) 連続する径間数が多く、基礎に変状が生じるような過大な変位が生じる可能性がある場合
- ii) 斜面上の基礎のように、基礎前面地盤の受働抵抗が平坦地盤に比べて相対的に小さい場合
- iii) 常時の状態で基礎に著しい偏心が生じている場合
- iv) 曲線橋や斜橋のように基礎に作用する荷重の方向が複雑な場合

橋脚高の高い場合や遮音壁を取付けた場合等では、風荷重により下部構造の安全性に影響を及ぼす場合があるので、このような場合は、⑤の暴風時として部材の安全性の照査及び基礎の安定性の照査を行う必要がある。なお、部材の安全性の照査において、風荷重による水平方向の荷重を考慮する場合には、活荷重を組合わせる場合についても検討する必要がある。

(2) 各荷重の組合わせにおいて、主荷重に相当する特殊荷重には、許容応力については割増はなく、従荷重との組合わせのみ割増できる。例えば、主荷重に相当する特殊荷重である波圧は、従荷重である風荷重と組合わせて風荷重時の割増を考慮する。

3-2-4 橋台背面の壁面摩擦角

(1) 常時

δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (角)

ただし、

土と土の場合には $\delta = \phi$

土とコンクリートの場合には $\delta = \frac{\phi}{3}$

ここに ϕ は土の内部摩擦角 (度)

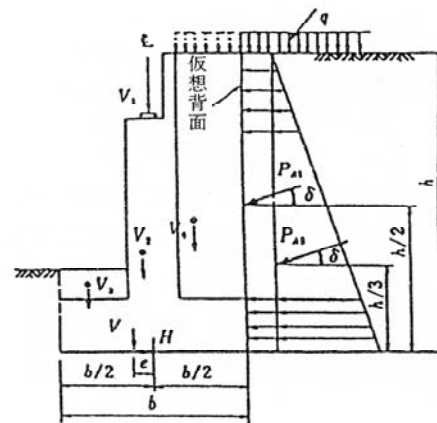


図3-2 橋台の常時の安定計算における荷重状態

(2) 地震時

δ : 地震時の壁面摩擦角 (角)

ただし、

土と土の場合には $\delta = \frac{\phi}{2}$

土とコンクリートの場合には $\delta' = 0$

ここに ϕ は土の内部摩擦角 (度)

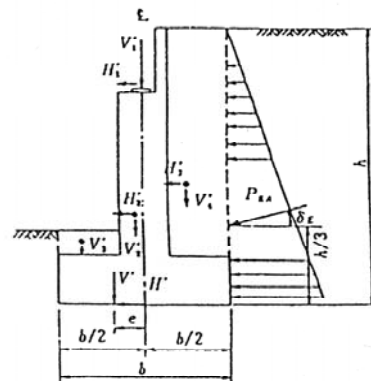


図3-3 橋台の地震時の安定計算における荷重状態

3-2-5 上部構造慣性力の作用位置

上部構造の慣性力の作用位置は、斜角・曲線半径によらず重心位置とする。これは支承の回転方向・可動方向によって、その方向のモーメントあるいはせん断力が伝達されないこと（支承は桁の回転方向をゆるすため、橋軸方向のモーメントは伝達されない。）を考慮して下部構造天端に慣性力を求める斜角が限りなく 90° に近い場合でも、橋軸直角方向に慣性力（モーメントは0にはならない。）が生じるため、慣性力の作用位置とする。

道示IV
(H24.3)
図一解3.2.3
図一解3.2.4

3-3 斜め橋台

- (1) 斜め橋台は、橋台背面直角方向および橋軸方向について、安定と応力度の計算を行うのを原則とするが、一般の場合は、橋台背面直角方向のみについて検討するものとする。
- (2) 斜角 θ が 75° より小さい場合、土圧合力の作用線の偏心により橋台が回転したり、A端の鉛直応力度および単位面積当りの滑動力がB端より大きくなることが考えられる。このためA部のフーチングを拡大するのがよい。拡大は、支障のないかぎり直にするのが望ましい。

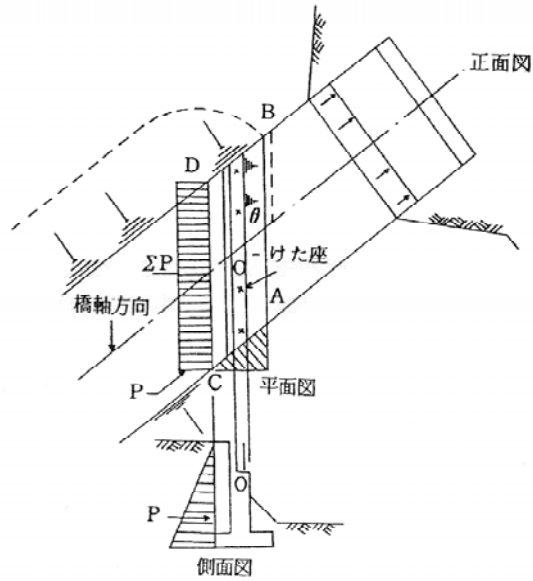


図 3-4

道示IV
(H24.3)
8.4.2

道示IV
(H8.12)
6.3.3

3-4 耐久性の検討

3-4-1 一般

下部構造の設計にあたっては、経年的な劣化による影響を考慮しなければならない。

道示IV
(H24.3)
6.1

3-4-2 塩害に対する検討

- (1) 下部構造の鉄筋コンクリート部材は、塩害により所要の耐久性が損なわれないようにしなければならない。
- (2) 表 3-2 及び図 3-5 に示す地域における下部構造の鉄筋コンクリート部材のかぶりの最小値を表 3-1 に示す値とする等の対策を行う場合においては、(1) を満たすものとみなす。ただし、水中又は土中にある部材は、1.4の規定による。

道示IV
(H24.3)
6.2

表-6.2.1

表 3-2 塩害の影響による最小かぶり (mm)

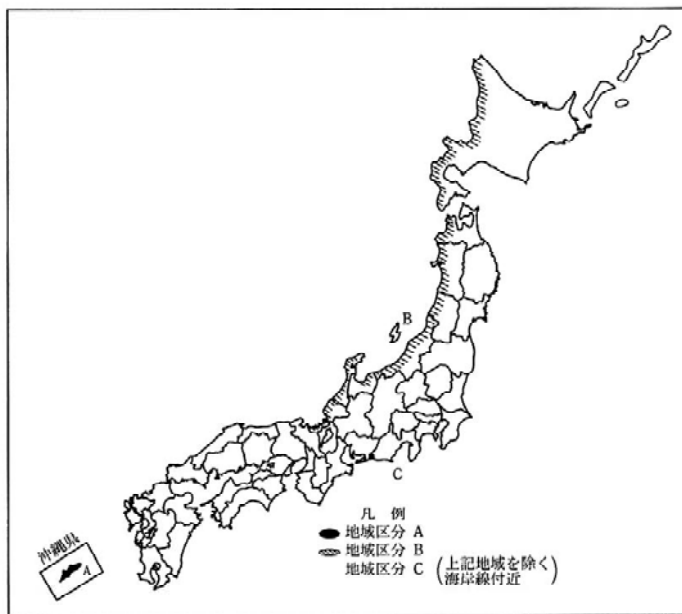
塩害の影響度合い	部材の種類	
	対策区分	はり, 柱, 壁
影響が激しい	S	90※
	I	90
影響を受ける	II	70
	III	50

※) 塗装鉄筋, コンクリート塗装等を併用

表 3-3 塩害の影響地域

地域区分	地域	海岸線からの距離	塩害の影響度合いと対策区分		
			対策区分	影響度合い	
A	沖縄県	海上部及び海岸線から 100m まで	S	影響が激しい	
		100m を超えて 300m まで	I	影響を受ける	
		上記以外の範囲	II		
B	表 3-3 に示す地域	海上部及び海岸線から 100m まで	S	影響が激しい	
		100m を超えて 300m まで	I	影響を受ける	
		300m を超えて 500m まで	II		
C	上記以外の地域	500m を超えて 700m まで	III	影響を受ける	
		海上部及び海岸線から 20m まで	S		影響が激しい
		20m を超えて 50m まで	I		影響を受ける
		50m を超えて 100m まで	II		
100m を超えて 200m まで	III				

道示IV
(H24.3)
表-6.2.2



道示IV
(H24.3)
図-6.2.1

図 3-5 塩害の影響の度合いの地域区分

表 3-4 地域区分Bとする地域

北海道のうち、宗谷総合振興局の稚内市・猿払村・礼文町・利尻町・利尻富士町・幌延町・豊富町、留萌振興局、石狩振興局、後志総合振興局、檜山振興局、渡島総合振興局の松前町・八雲町（旧熊石町の地区に限る。）
青森県のうち、今別町、外ヶ浜町（東津軽郡）、北津軽郡、西津軽郡、五所川原市（旧市浦村の地区に限る。）、むつ市（旧脇野沢村の地区に限る。）、つがる市、大間町、佐井村
秋田県、山形県、新潟県、富山県、石川県、福井県

道示IV
(H24.3)
表-6.2.3

3-5 構造細目

3-5-1 片持ちばりの設計断面

- (1) T形橋脚の柱及び張出ばりは、上部構造からの荷重を確実に基礎に伝達できるように設計しなければならない。
- (2) 片持ちばりの支間は、はりが柱に固定される位置において決めなければならない。
固定端のはりの設計断面は、柱の前面における鉛直断面とする。
- (3) 柱の断面が円形の場合は、図3-8のとおり柱直径の1/10入った断面応力度などの照査を行ってよい。
- (4) 片持ちばりのコーベルの定義については、構造細目も含め道路橋示方書Ⅲに準拠する。

1) コーベルの適用範囲

コーベルとは、はりの高さ h と張出長さ l の比 (h/l) が 1.0 以上の片持ちばりとする。

はりの高さが張出長さに比較して大きい片持ちばりは、ディープビームと同様にせん断変形の影響により、応力分布が非線形性を示す。このような片持ちばりをコーベルという。この節は、先端付近に荷重を受けるコーベルの設計に適用する。図3-6に示すような作用荷重が主として外力 P の場合は、柱前面より荷重作用位置までの距離 a を片持ちばりの張出長さとしてよい。

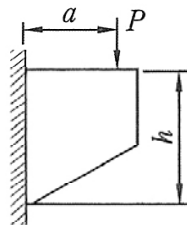


図3-6 先端付近に荷重を受けるコーベル

道示Ⅳ
(H24.3)
図一解8.3.1
図一解8.3.3

道示Ⅲ
(H24.3)
19.3.1

(5) 梁鉄筋の許容応力度については「死荷重時 $100\text{N}/\text{mm}^2$ 」とする。

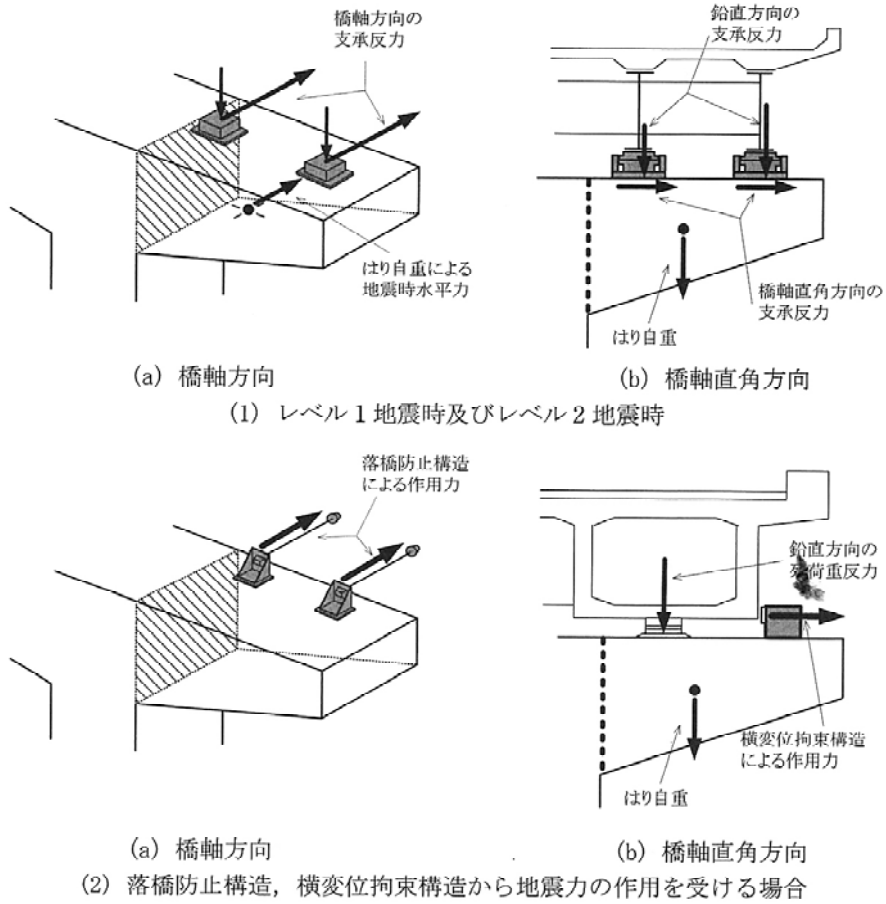


図3-7 橋脚の張出ばりに作用する荷重の例

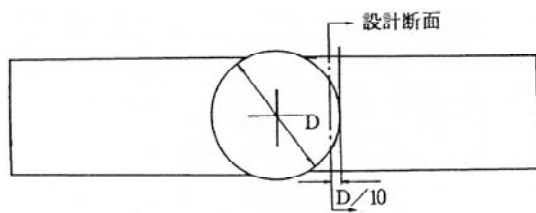


図3-8

3-5-2 均しコンクリート、基礎材

均しコンクリート、基礎材は、図3-9を標準とする。

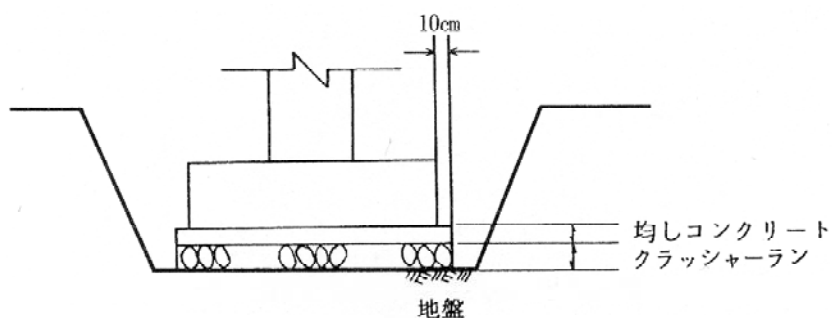


図3-9

名称	施工厚	摘要
均しコンクリート	10cm	岩の場合はペーラインコンクリートとする (平均10cm)
クラッシャーラン	20cm	岩の場合は除く

くい基礎でフーチング底面の地盤が軟弱な場合は、施工性を勘案し、均しコンクリートの下層に敷砂を設ける。

3-5-3 下部構造物頂部縁端と支承縁端間の距離

(1) 橋座部は、橋軸方向において、耐震設計編15.4に規定する支承部の設計水平地震力に対し、十分な耐力を有するよう設計しなければならない。

橋軸方向の支承縁端と下部構造物頂部縁端との間の距離（支承縁端距離）S (cm) は、次に示す値以上とする。

$$S = 20 + 0.5 l$$

ただし l : 支間長(m)

(2) 橋座部は、支承や桁の腐食を生じさせないように適切な配慮を行わなければならない。橋座部の設計を行う際には、橋座部に適切な排水勾配をつける等の配慮をするのがよい。

(3) 橋座部は、維持管理の確実性及び容易さを考慮して構造的な配慮を行うのがよい。橋座部には支承等の点検・補修などが確実にできる空間を確保するのがよい。また、支承の交換や桁端部の補修等が容易に行えるよう、桁の仮受け等を想定して強度を確保するなど構造的配慮を行うことが望ましい。

(4) 端座部は、鉄筋を配置することにより十分に補強しなければならない。

Sについて（道示IV下部構造編8.6橋座の設計（P.231））

橋座部の破壊に対する安全性は、2)に規定される耐力照査により確保しているが、この場合でも、図3-10に示す支承縁端距離 S が小さい場合は、地震時

道示IV

(H24.3)

8.6

図一解8.6.1

図一解8.6.2

の水平力等により支承前面のコンクリートにひび割れ等の損傷が生じる可能性がある。したがって、橋座部の寸法については、式 (8. 6. 1) の条件を満たすように支承縁端距離 S を確保することを規定している。なお、頂部と比べて基部の断面を絞った逆台形型の橋脚等では、橋座面で支承縁端距離 S を確保していてもコンクリートの抵抗面積が相対的に小さくなるため、ひび割れ等の損傷が生じるおそれがあり注意が必要である。

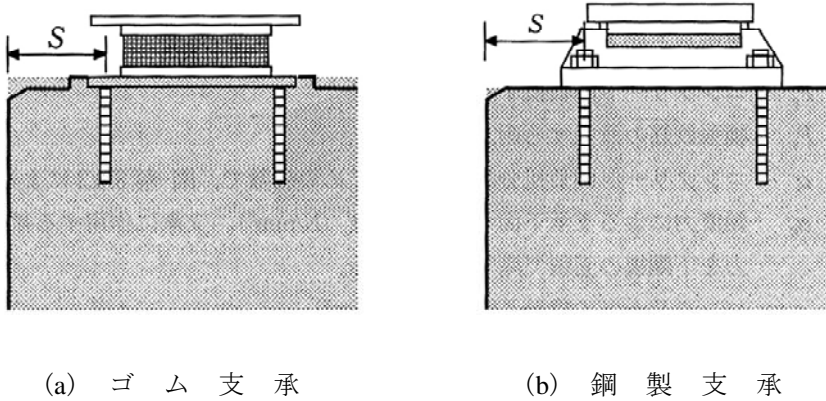


図 3-10 支承縁端距離 S

斜橋あるいは曲線橋の場合の支承縁端距離 S は、図 3-11 に示す下部構造頂部縁端との最小距離の方向に確保するものとする。橋軸直角方向の場合には、けたの架設、架換えなどのための作業空間を考慮して支承縁端距離を定めることとする。

橋座部は支承部を通じて上部構造を支持する箇所であるため、地震時等に大きな水平力が作用し、橋座部のコンクリートが破壊した場合には、桁の沈下や落橋につながる可能性がある。そのため、耐震設計編15.4に規定する支承部の照査に用いる設計水平地震力に対し、橋座部が十分な耐力を有するよう設計するものとしている。

支承縁端距離 S は橋軸方向と直角方向を確保する。

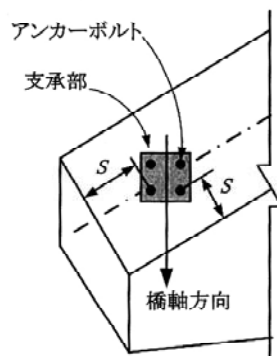


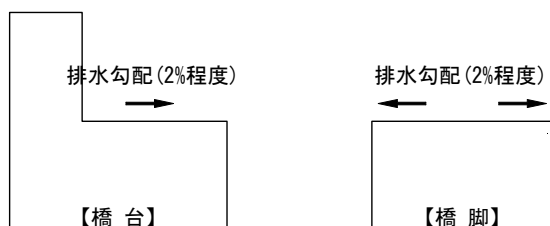
図 3-11 斜橋・曲線橋の支承縁端距離 S

3-5-4 下部構造橋座面の排水勾配

支承を設置する沓座面は、支承の防せい防食上の配慮から水はけのよい構造とする。

橋座面の滞水対策として、雨水の浸入による桁端部及び支承の劣化の促進を防ぐため、橋座部には排水勾配を付けるよう設計上留意すること。

なお、橋座部の排水勾配は2%程度とし、躯体前面側に排水することを標準とする。



下部工橋座面の排水勾配【参考図】

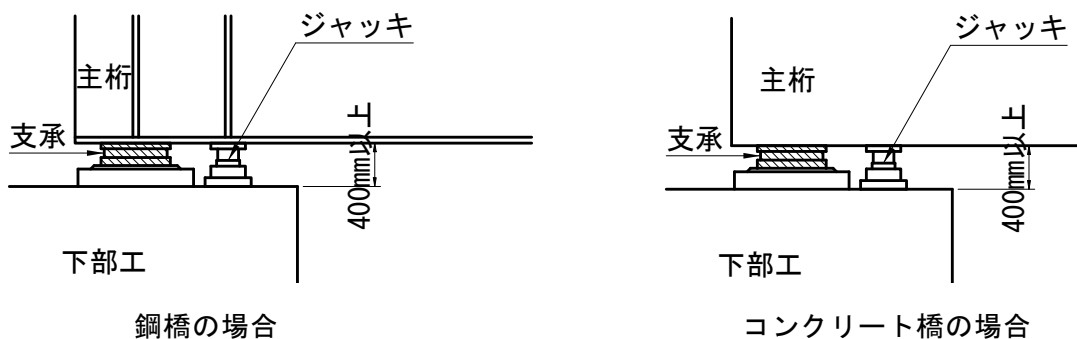
3-5-5 端部および中間支点上のジャッキアップについて

橋座部は、支承の点検・補修などが確実にできる空間を確保すること。

また、支承交換や桁端部の補修が容易に行えるよう、桁の仮受け等を想定して強度を確保するなど構造的配慮を行うこと。

(1) 支承取替えジャッキアップスペースの確保

支承取替えのジャッキアップに伴う桁下空間は、施工性を考え400mm以上確保すること。また、平面空間は、仮支点の位置や反力に応じたジャッキの種類・能力を設定し、支点上横桁あるいは支承前面等に必要な空間を適切に確保すること。



支承取替えジャッキアップスペース【イメージ図】

道示IV
(H24.3)
8.6(p230)

支承部補修・補強
工事の手引き
(H18)
(p193)

道示IV
(H24.3)
8.6(p229)

道路橋支承便覧
(H16.4)
(p185)

(2) 支承取替えに伴うジャッキアップ補強

下部工橋座部の支承取替えに伴う仮支点箇所は、ジャッキアップ反力に備え鉄筋により十分に補強しなければならない。

(3) 支承取替え図

支承取替え構造は、今後の維持管理への活用を目的とし、施工要領図として作成、保管しなければならない。

3-5-6 橋台の目地

打設計画を検討して目地の配置を計画する。

橋台前面の収縮目地（V型カット）は図3-12及び図3-13を標準とする。

1 橋台幅10m未満

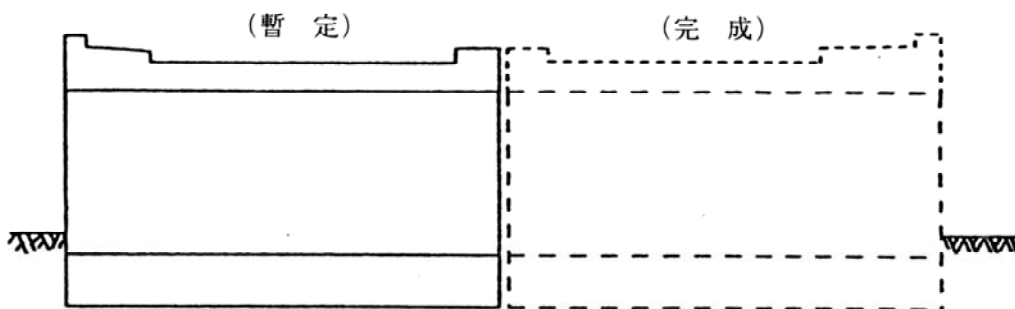


図3-12

2 橋台幅10m以上20m未満

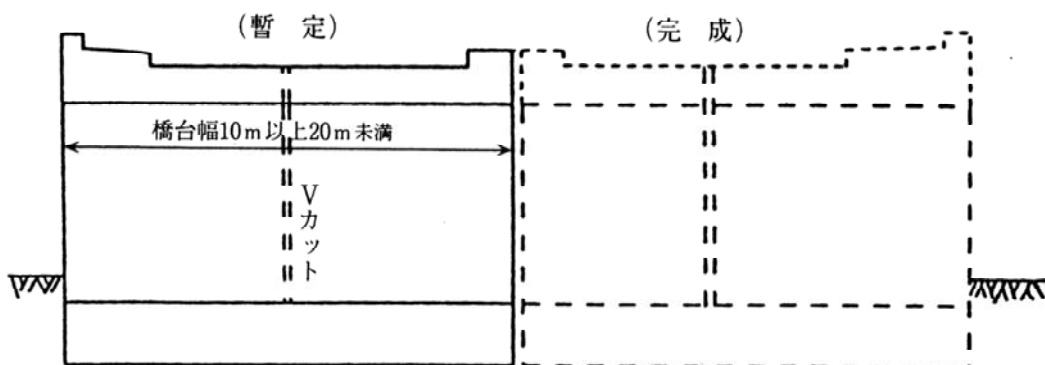


図3-13

3 橋台幅20m以上

橋台幅20m以上の場合は、フーチングが大きくなり、左右の基礎や地盤線の変化等が考えられるため別途考慮すること。

4 上部工分離構造の場合は橋台も分離し、片側の躯体幅より上記にのっとり施工すること。

5 Vカットは横拘束筋を避けた躯体中央部に設けるものとする。(図3-14)

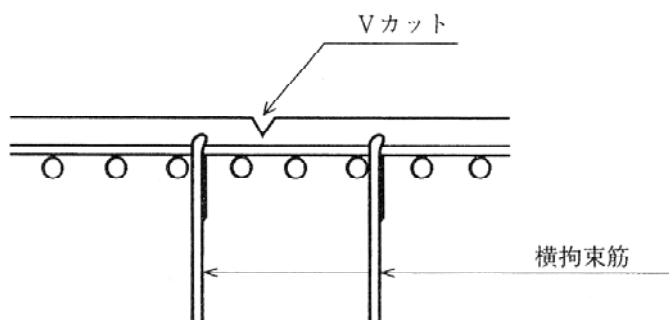


図3-14

3-5-7 橋台胸壁の設計

橋台の胸壁は土圧のほか、自動車荷重（T荷重）、踏掛版からの荷重あるいは、落橋防止構造からの荷重に対して設計するものとする。設計は、下部構造編IV8.4.3による。

道示IV
(H24.3)
8.4.3

3-5-8 翼壁の設計

翼壁（ウイング）は、一般には主働土圧により設計するものとする。そこで、次の条件を全て満たす翼壁については、静止土圧により設計しなければならない。

道示IV
(H24.3)
8.4.4

- ① 踏掛版が設置されていない。
- ② 歩道等が設けられていない。
- ③ 橋台の前壁と翼壁との角度が90度未満である。
- ④ 翼壁の形状が側壁タイプである。

3-5-9 橋台背面アプローチ

橋台背面アプローチ部は、橋台と背面側の盛土等との間に位置し、両構造間の路面の連続性を確保するために設ける構造部分であり、橋の安全性や供用性に影響する重要な部分である。

道示IV
(H24.3)
8.9

橋台のアプローチ部の範囲は、橋への影響や路面の連続性を確保するという橋台背面アプローチ部の役割を考慮して、橋台高さや地盤、地形条件などを踏まえて設定するものとする。

橋台背面のアプローチ部の範囲には、良質材を使用するものとする。

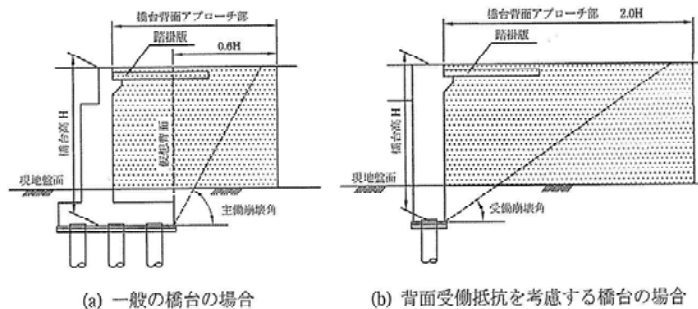


図3-15 橋台背面アプローチ部の範囲

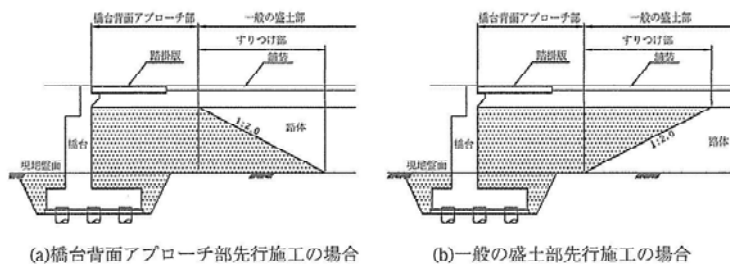


図3-16 橋台背面アプローチ部と一般の盛土とのすりつけの例

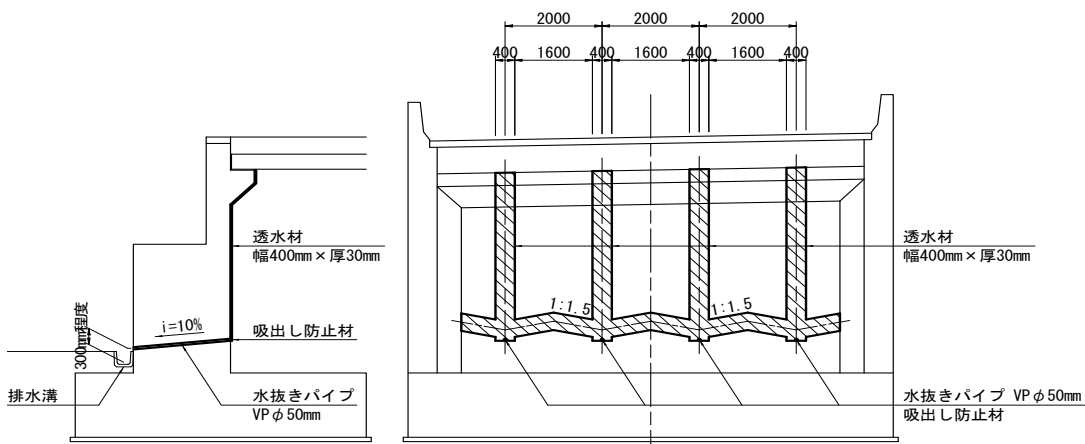
3-5-10 橋台背面の排水処理

橋台背面アプローチ部は、内部に浸入した水を速やかに排除するため排水工を設ける。橋台壁に沿って裏込排水工を設け、これに水抜き孔を接続し集水したものを盛土外に導くものとする。

道示IV
(H24.3)
8.9(p261)

水抜きパイプ：VPφ50-2.0mピッチ

透 水 材：幅400mm×厚30mm×必要長さ(橋台背面の排水標準図)



橋台背面の排水処理【参考図】

3-5-11 さや管構造の考え方と実施例

(1) 基本方針

堤体内に設置するピアアバットは堤防のすべり（亀裂を含む）、浸透に対する安全性が低下しないような構造とする。

〔工作物設置許可基準（平成10年6月19日建設省河治発第43号建設省河川局治水課長通達）〕

（設置の基準）

第二十一

一 共通事項

- ① 橋脚は、堤体内に設けないものとする。ただし、鞘管構造等の堤防に悪影響を及ぼさない構造のピアアバットを設け（ピアアバットの位置は原則として川表側とする）、川裏側において堤防補強を行うときはこのかぎりではない。

以下略

堤防補強については、河川管理者との協議により決定する。

※

4 鋼 橋

4-1 鋼橋の設計

4-1-1 適 用

鋼橋の設計はこの要領によるほか、道路橋示方書Ⅰ共通編及びⅡ鋼橋編、鋼道路橋設計便覧、鋼道路橋設計ガイドライン（案）、鋼道路橋の細部構造に関する資料集、鋼道路橋の疲労設計指針によることを原則とする。

4-1-2 鋼 材

(1) 標準とする鋼材

構造物に使用する鋼材は、「道路橋示方書Ⅰ共通編(平成24年3月)」3章に示されているものを標準とする。鋼材は、表4-1及び表4-2に示す規格に適合するものを標準とする。

ただし、溶接を行う鋼材は、JIS G 3106及びJIS G 3114の規格に適合するものを原則とする。

表4-1 鋼 材 (J I S)

鋼材の種類	規 格	鋼 材 記 号	
1) 構造用鋼材	JIS G 3101	一般構造用圧延鋼材	S S 400
	JIS G 3106	溶接構造用圧延鋼材	S M 400、S M 490、S M 490 Y、 S M 520、S M 570
	JIS G 3114	溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材	S M A 400 W、S M A 490 W、 S M A 570 W
2) 鋼 管	JIS G 3444	一般構造用炭素鋼鋼管	S T K 400、S T K 490
	JIS A 5525	鋼管ぐい	S K K 400、S K K 490
	JIS A 5530	鋼管矢板	S K Y 400、S K Y 490
3) 接合用鋼材	JIS B 1186	摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット	F 8 T、F 10 T
	JIS B 1180	六角ボルト	強度区分4.6、8.8、10.9
	JIS B 1181	六角ナット	強度区分4、8、10
4) 溶接材料	JIS Z 3211	軟鋼、高張力鋼及び低温用鋼用被覆アーク溶接棒	
	JIS Z 3214	耐候性鋼用被覆アーク溶接棒	
	JIS Z 3312	軟鋼、高張力鋼及び低温用鋼用のマグ溶接及び溶接ソリッドワイヤ	
	JIS Z 3315	耐候性鋼用炭酸ガスアーク溶接ソリッドワイヤ	
	JIS Z 3320	耐候性鋼用炭酸ガスアーク溶接フラックス入りワイヤ	
	JIS Z 3351	炭素鋼及び低合金鋼用サブマージアーク溶接ソリッドワイヤ	
	JIS Z 3352	炭素鋼及び低合金鋼用サブマージアーク溶接フラックス	
5) 鋳鍛造品	JIS G 3201	炭素鋼鍛鋼品	S F 490 A、S F 540 A

道示Ⅰ
(H24.3)
表-3.1.1

	JIS G 5101	炭素鋼鋳鋼品	S C 450
	JIS G 5102	溶接構造用鋳鋼品	S C W 410、S C W 480
	JIS G 5111	構造用高張力炭素鋼及び低合金鋼鋳鋼品	S C M n 1 A、S C M n 2 A
	JIS G 4051	機械構造用炭素鋼鋼材	S 35 C N、S 45 C N
	JIS G 5501	ねずみ鋳鉄品	F C 250
	JIS G 5502	球状黒鉛鋳鉄品	F C D 400、F C D 450
6) 線材 線材二次製品	JIS G 3502	ピアノ線材	S W R S
	JIS G 3506	硬鋼線材	S W R H
	JIS G 3536	P C 鋼線及び P C 鋼より線	S W P R 1 S W P D 1 S W P R 2 S W P R 7 S W P R 19
	JIS G 3549	構造用ワイヤロープ	
7) 棒鋼	JIS G 3112	鉄筋コンクリート用棒鋼	S R 235、S D 295 A、S D 295 B、 S D 345、S D 390、S D 490
	JIS G 3109	P C 鋼棒	S B P R 785/1030 S B P R 930/1080 S B P R 930/1180
8) その他	JIS G 1198	頭付きスタッド	呼び名 19、22

表 4 - 2 鋼材 (J I S 以外)

鋼材の種類	規 格	鋼材記号
接合用鋼材	摩擦接合用トルシア形高力ボルト・六角ナット・平座金のセット (日本道路協会)	S 10 T
	支圧接合用打込み式高力ボルト・六角ナット・平座金暫定規格 (日本道路協会)	B 10 T、B 8 T
線材二次製品	平行線ストランド (日本鋼構造協会規格)	
	被覆平行線ストランド (日本鋼構造協会規格)	

道示 I
(H24.3)
表 - 3.1.2

4-1-3 板厚による鋼種選定標準

鋼板は主応力部材として、SS400、SM400、SM490、SM490Y、SM520、SM570、SMA400、SMA490、SMA570材を使用するものとする。

表 4-3 板厚による鋼種選定標準

道示Ⅱ
(H24.3)
表-1.6.1

鋼種		板厚(mm)							
		6	8	16	25	32	40	50	100
非溶接構造用鋼	SS400								●
	SM400A SM400B SM400C					●			
							●		
									●
	SM490A SM490B SM490C				●				
							●		
									●
	SM490YA SM490YB SM520C			●					
							●		
									●
	SM570								●
	SMA400AW SMA400BW SMA400CW				●				
							●		
									●
	SMA490AW SMA490BW SMA490CW			●					
							●		
									●
SMA570W								●	

鋼種は板厚により表 4-3 に基づいて選定するのを標準とする。

板厚が40mmをこえる場合は、降伏点または耐力がJISによる鋼材の他に、板厚により降伏点または耐力が変化しないことを保証された鋼材も使用することができる。この場合は鋼種の名称（SM400C、SM490C、SM520C、SM570、SMA400CW、SMA490CW、SMA570W）の後に“-H”を付記してJIS規格材と区分すること。

板厚が8mm未満の鋼材については、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編4.1.4及び9.4.6による。

4-1-4 添接用鋼材及びジベル

(1) 添接用鋼材

高力ボルトを使用する。

高力ボルトについて摩擦接合用トルシア形高力ボルトを標準とする。

使用はボルト等級S10Tを標準とする。

(2) ジベル

ジベルは頭付きスタッドの使用を標準とする。

径はφ19、φ22mmを標準とする。

道示Ⅱ
(H24.3)
12.5.8

4-1-5 使用鋼材の選定にあたっての留意事項

(1) 普通鋼材

SS400規格品材をさし、橋梁への適用を非溶接部材に限定することとする。

(2) 高張力鋼材

高張力鋼材は現在、引張強さ490N/mm²~720N/mm²程度が橋梁部材として使用されるようになった。〔SM490A、SM490B、SM490C、SM490YA、SM490YB、SM520C、SM570等〕

鋼材の使用については、構造及び経済性を比較検討した後採用すること。

原則として、SM490Y相当を使用し、必要に応じてSM570を使用している。

道示Ⅱ
(H24.3)
1.6(3)

4-1-6 疲労設計

(1) 概要

鋼橋の設計にあたっては、疲労の影響を考慮するものとする。

疲労段計にあたっては、あらかじめ疲労強度が著しく劣る継手や過去に疲労損傷が報告されている構造の採用を避けなければならない。また、基本的には活荷重等によって部材に生じる応力変動の影響を評価して、疲労耐久性が確保できる継手や構造となるようにすることが必要である。このとき、鋼床版や鋼製橋脚等のように応力変動の適切な評価が困難な場合にも、過去の知見からより疲労耐久性に優れる継手や構造が明らかになっている場合には、それらを採用する等によって疲労の影響について考慮することが可能である。

なお、疲労設計にあたっては、道示Ⅱの他、「鋼橋の疲労」(日本道路協会)や「鋼道路橋の疲労設計指針」(日本道路協会)が参考にできる。

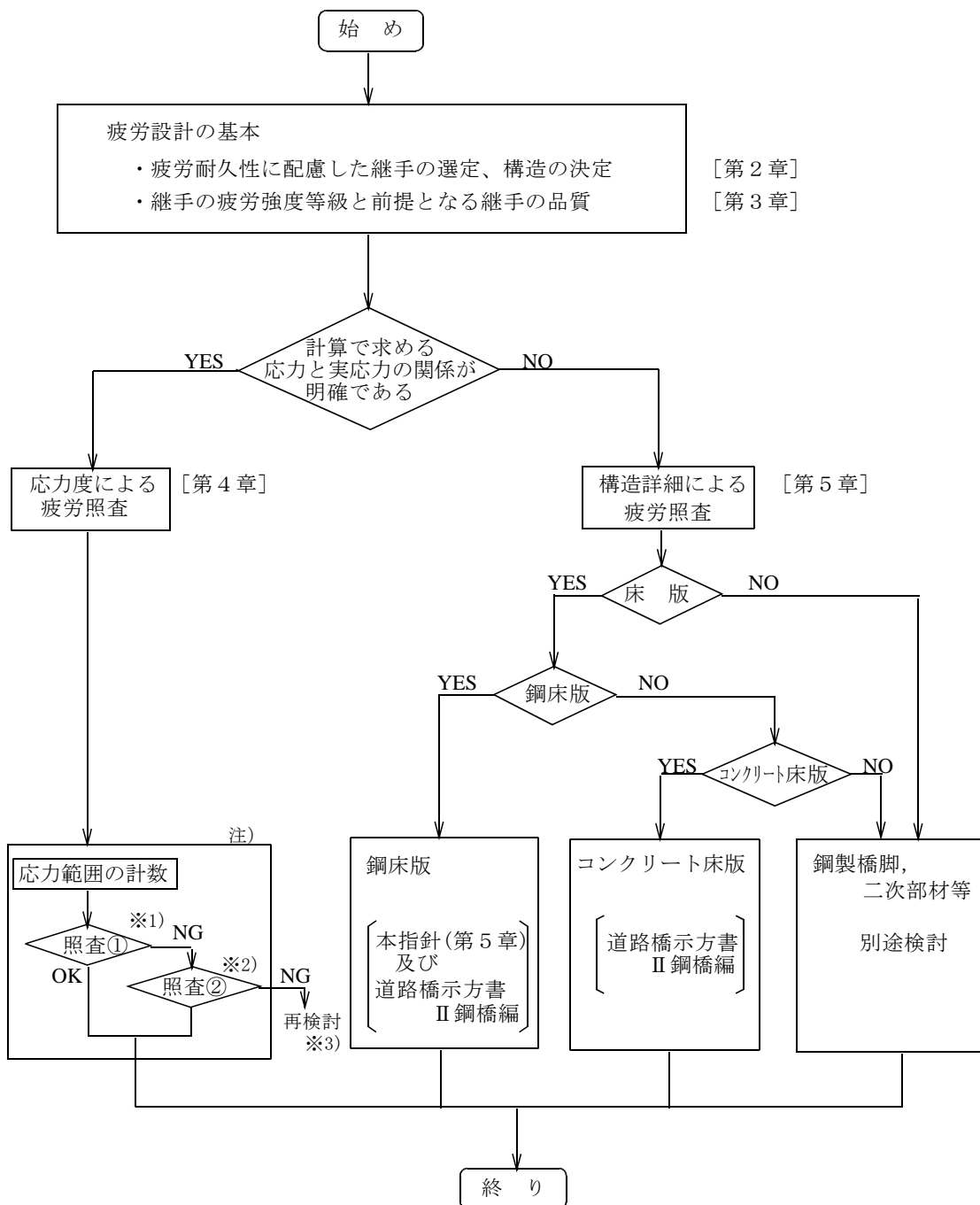
道示Ⅱ
(H24.3)
5.3

(2) 基準

- 道路橋示方書 同解説Ⅱ 鋼橋編 平成24年3月 日本道路協会
- 鋼道路橋の疲労設計指針 平成14年3月 日本道路協会
- 鋼橋の疲労 平成9年5月 日本道路協会

(3) 疲労設計の流れ

疲労設計の流れを以下に示す。



疲労設計指針 (H14.3) 図一解2.1

注) 疲労に対する安全性が確保されるとみなしてよい条件をすべて満たす場合は省略可能。
 ※1) 照査①：一定振幅応力に対する応力範囲の打切り限界を用いた照査
 ※2) 照査②：累積損傷度を考慮した疲労照査
 ※3) 再検討：継手位置の変更，継手形式や構造の変更等の検討を行ったのちフローの適切な段階から再度検討する

図4-1 疲労設計の流れ

4-2 基本構造

4-2-1 桁配置

主桁間隔は、鉄筋コンクリート床版を用いる場合、車道の床版支間が3m程度より小さい範囲で設計する。ここでは、次のような理由より、上記のような値を定めた。

(1) 橋の全体の剛性を上げる。

「道路橋示方書Ⅱ鋼橋編(平成24年3月)」11.6.2の解説に、「鋼桁橋の支間長主桁間隔、断面二次モーメントをそれぞれ l 、 a 、 I とし、荷重分配横桁の断面二次モーメントを I_a とすると、格子剛度 $Z = (1/2a)^3 \times (I_a/I)$ と表されるが、上記の影響は Z に大きく関係する。 Z の所要量は、支間長の増加に伴って増大するが、支間長30mで、 Z はほぼ10程度が必要である」とあり、 Z を大きくするためには a を小さくする方が好ましい。

道示Ⅱ
(H24.3)
11.6.2

(2) 主桁の設計にあたっては、大型の自動車の車輪の軌跡が床版に与える影響を考慮してその配置を定めるものとする。床版を念頭において、主桁はできるだけ大型の自動車の車輪の軌跡の近くに配置することが望ましい。

道示Ⅱ
(H24.3)
9.2.2

(3) 車道の床版の支間は、従来の経験から、3m程度より小さい範囲で選定するのが望ましい。上記(2)のもととなる資料は、「鋼道路橋設計便覧(昭和55年8月)」に付属資料として収録されており、その資料の中で上記の通りに結論付けている。

鋼道路設計設計
便覧
(S55.8)
付属資料V.2

4-2-2 主桁の設計

<主桁の設計>

(1) 主桁の断面変化は、連結位置において行うものとする。

- (1) 主桁の断面変化は現場連結位置にて行う。
(2) フランジ及び腹板は、板継ぎ溶接のない構造とし、フランジの板幅変化もテーパ加工を行わない同一幅の構成を原則とする。

土木構造物設計
マニュアル
(H11.10)

(2) 連結位置におけるフランジ厚さの調整はフィラープレートで対応するものとし、腹板については板継ぎ溶接を発生させないため原則として全長にわたり一定とする。フランジの板幅変化については、基本的にはテーパ加工のない桁全長にわたる同一幅を原則とする。このため、連結位置での引張りフランジのボルト孔引きによる母材断面の増加が必要となる場合、ボルト孔引きによる影響を考慮した上で断面決定を行うこと。

従来、主桁の設計においては発生する応力状態に合わせ、フランジや腹板の板厚板幅を変化させ、板継ぎ溶接や板幅加工により断面変化を行ってきたが、これらが工場製作時の加工数を増加させることにより、本章では上記のように定めた。

<フランジ>

上下フランジ幅はそれぞれ、桁全長にわたり同一幅とすることを原則とする。

従来、フランジの断面変化は、板厚あるいは幅変化により行われてきた。板幅を変化させる場合には、断面の急変を避けるため板継ぎ溶接により断面を合わせる必要があるが、本章では板厚変化には連結位置でフィラープレートの使用で調整し、板幅変化については行わず、板継ぎ溶接の省力化を行うものとする。

上フランジ幅を桁全長にわたり統一することは、床版の現場施工時の型枠作業やハンチ量の管理、配筋作業の省力化の効果も期待ができる。なお、連続桁などにおいて、上下のフランジ幅を同一とする必要性はない。

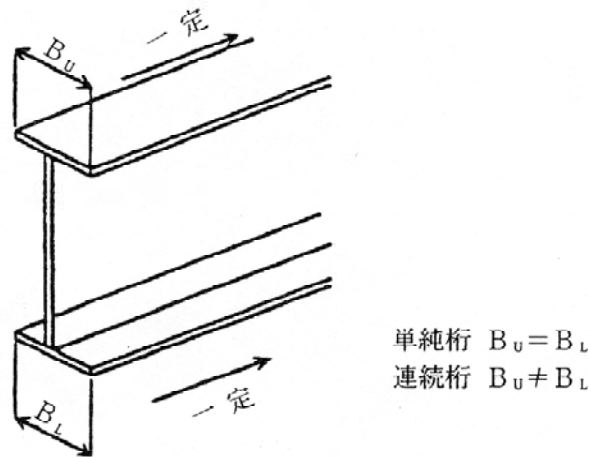
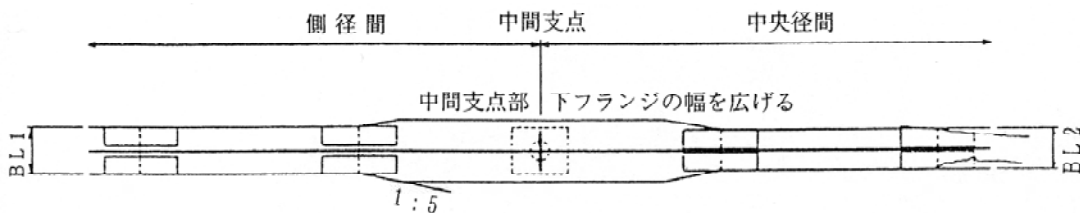


図4-2 鋼桁のフランジ幅

下フランジも一定幅を原則とするが、中間支点上は断面構成上の合理性及びゴム支承のソールプレート幅との関連もあるため、径間部より広くすることを検討する。



ガイドライン
型標準図集
(H15.3)
図-4

支間のバランスによっては、最小板厚で断面が決定されることを避けるために、支間毎に下フランジ幅を変えることも可能。(BL1 ≠ BL2)

図4-3 中間支点上の下フランジ幅 (例1)

鋼桁橋において、主桁下フランジと杓ソールプレートとの幅の関係から、やむをえず下フランジを拡幅する場合は一枚板を原則とする。

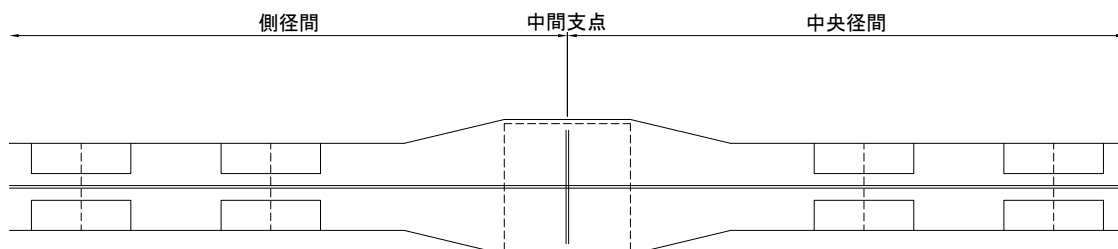


図 4-4 中間支点上の下フランジ幅 (例2)

<腹板>

腹板厚は、桁全長にわたり同一厚とすることを原則とする。

腹板の板厚変化は一般に小さく、フィラープレートを用いて高力ボルト継ぎ手により部材を連結することは困難であり、かつ板厚変化を行うと継ぎ手位置以外での板継ぎ溶接により断面のすり合わせが必要となる。このため、本章では原則として腹板厚を全長にわたり同一とすることによって板継ぎ溶接をなくすものとする。

<水平補剛材>

水平補剛材の配置は原則として1段までとする。ただし、連続桁の中間支点部等のように部分的に応力が卓越する箇所において、補剛材段数を増やすことにより腹板厚が前後と同一に出来る場合には段数を増やしてもよいものとする。

本章では、水平補剛材の使用段数は1段までを原則とする。水平補剛材をなくした場合、製作加工数を低減すると共に、構造的な面からも溶接歪みの低減による耐久性の向上等の効果が期待できる。そこで著しい構造物重増にならない範囲で腹板厚を厚くするものとする。

<連 結>

- (1) 板厚差のあるフランジの高力ボルト継ぎ手は、原則としてフィラープレートを用いて連結する。
- (2) 腹板の高力ボルト継ぎ手は、原則としてモーメントプレートとシアープレートを一体化した連結板を用いる。

(1) フランジの連結は、図4-5のようにフィラープレートを用いて板厚調整を行う。

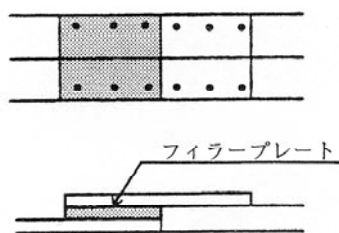


図4-5 フランジ連結

(2) 腹板の高力ボルト継ぎ手に用いる連結板は、材片数の削減及び接合作業の省力化等の観点より、図4-6 (b)に示すモーメントプレートとシアープレートの一体型を原則とする。

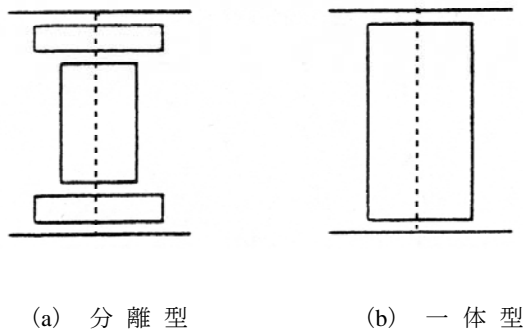


図4-6 腹板の連結

(3) 高力ボルト現場継手における母材間の隙間は、下記を標準とする。

耐候性鋼材の場合:10mm

普通鋼材(塗装仕様)の場合:0mm

尚、落とし込み部材等で、現場での部材の組立てを容易にするため現場継手部に隙間をあける場合は別途検討する。

土木構造物設計
マニュアル
(H11.10)
図一解2.2

土木構造物設計
マニュアル
(H11.10)
図一解2.3

鋼道路橋塗装・防
食便覧 (H17.12)
III 3.2
(P-III-28)
道示II (H24.3)
18.3.3解説
(P-449)

<使用形鋼>

1 橋梁内において、使用する形鋼の種類数は1～2種類程度とするのが望ましい。

プレートガーダー橋においては、対傾構や横構に形鋼（溝形鋼、C T鋼、山形鋼等）を使用する。使用形鋼の仕様や規格の標準化を目的として、1橋梁内においては、それぞれの形鋼の使用種類数は1～2種類程度とするのが望ましい。

4-2-3 対傾構・横桁の設計

- (1) 鋼桁橋の支点では、各主桁間に端対傾構を設けるものとする。
- (2) I形断面及び π 形断面の鋼桁橋では、6m以内で、かつ、フランジ幅の30倍をこえない間隔で中間対傾構を設けるものとする。箱形断面の鋼桁橋でもこれに準じるのがよい。
- (3) 床版を3本以上の桁で支持し、かつ、桁の支間が10mをこえる場合は、それらの桁の間には剛な荷重分配横桁を設けるものとする。荷重分配横桁の間隔は20mをこえてはならない。
- (4) 荷重分配作用をさせる対傾構は主要部材として設計するものとする。

道示Ⅱ
(H24.3)
11.6.2

4-2-4 横構の設計

横構は次のような機能を有する。

- ① 地震荷重、風荷重などの水平荷重を支点まで伝達する。
- ② 架設時の位置ぎめ材となる。
- ③ 下フランジの横振れを止める。
- ④ 主桁と共同して一種の準箱桁を形成する。しかし、この効果は余剰耐力と考える。

鋼道路橋設計便覧
(S55.8)
3.2.5

通常は①の機能に対して解析され設計されるが、床版とか対傾構等が横構の機能をもっているような場合には省略してもよい場合もある。一般の上路プレートガーダーでは上横構を省略して設計されることが多い。さらに、支間長が25m以下で強固な対傾構がある場合には下横構も省略される。

道示Ⅱ
(H24.3)
11.6.3

横構の形式選定上の基本

- ① 支間全長にわたり、少なくとも1列の横構を配置すること。端部付近のみ設ける例があるが、あまり好ましくない。
- ② 3主桁以上の場合、少なくとも2列の横構を配置すること。
- ③ 支点付近は水平荷重をすべての支承に均等に分散させるような構造とすること。

道示 I
(H24.3)
2.2.9

図4-7に横構の配置例を示す。

横構に加わる地震荷重及び風荷重は等分布荷重として、橋軸直角方向に作用するものとして以下のように取扱う。なお風荷重は、横構部材力が最大となる位置に任意の長さによって作用するものとする。

風下側に加わる荷重は、風上側の1/2であり、道路橋示方書に与える風荷重の値は風上・風下の合計であるが、設計では風上側の横構がその全風荷重を分担できるようにするのがよい。

なお、鋼床版橋もしくは支間の割に幅員が広く、主桁に強固に結合された鉄筋コンクリート床版をもつ橋では、床版が風荷重の1/2を分担するとして、下横構には全風荷重の1/2を分担させる設計をしてもよい。

地震荷重は全面に分布して加わると考えることができるので、両側の2列の下横構がそれぞれ全荷重の1/2ずつを負担するとして設計する。また、この場合も上記と同様の条件をもつ床版には、全荷重の1/2を分担させてよい。

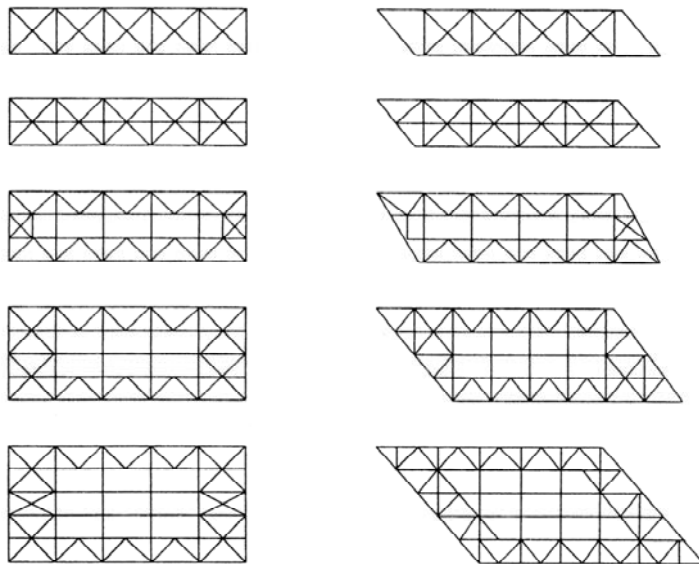


図4-7 横構の配置

鋼道路橋設計便覧
(S55.8)
図-3.30

4-2-5 ハンチ及び横断こう配

床版のハンチ量は50mm～150mm（フランジ厚さを含まない純ハンチ量）を標準とする。

鉄筋コンクリート床版のハンチ量は、1橋梁内において一定とするのが望ましい。鉄筋コンクリート床版の場合、現場での型枠作業及びハンチ量の管理、配筋作業の省力化の観点より、ハンチは1橋梁内において一定とするのが望ましいが、やむを得ない場合でも1主桁内において一定とするのがよい。

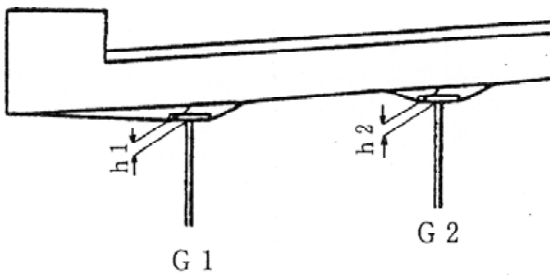


図4-8 主桁のハンチ量

h_1 、 h_2 は橋軸方向、橋軸直角方向とも同一とすることが望ましいが、片勾配すりつけなどにより、やむを得ない場合には、 $h_1 \neq h_2$ としてもよい。

図4-9のようにハンチが50mm未満と低く、かつ、死荷重応力の増大の影響が少ない場合には、同図(b)のように、埋殺し型枠を用いないのがよい。埋殺し型枠を用いる場合には、床版の破損位置、伸縮継手位置からの漏水による鋼桁の腐食が生じないように、上フランジには排水孔を設けるとか、内面用塗装仕様 D-5塗装系（変性エポキシ樹脂塗装）施しておく必要がある。

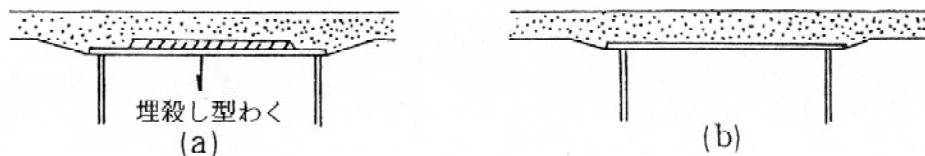
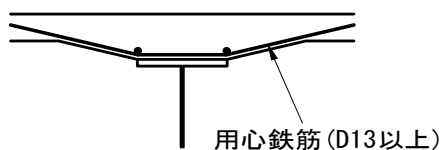


図4-9 箱桁のハンチ

床版のハンチの傾斜は、1:3より緩やかにし、ハンチの高さが80mm 以上の場合には、ハンチ下面に沿って桁直角方向に用心鉄筋(D13)を床版下側鉄筋間隔の2倍以下にて配置すること。



ハンチ下面の用心鉄筋【参考図】

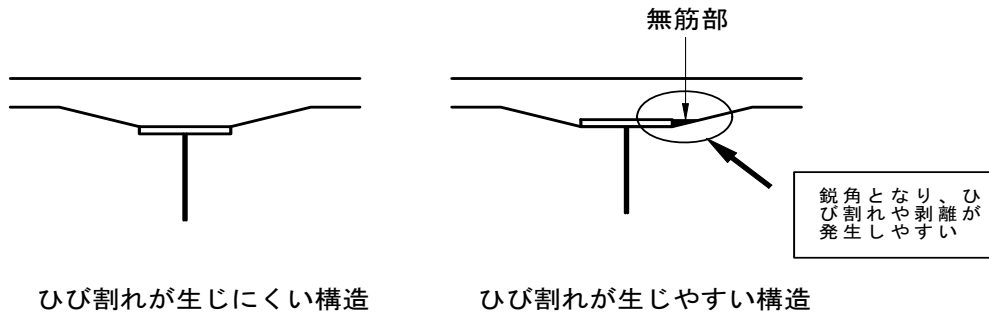
土木構造物設計
マニュアル
(H11.10)
図-解2.4

鋼道路橋塗装・防
食便覧
(H17.12)
I 4.3.1
II 2.2.3
鋼道路橋設計便覧
(S55.8)
1.2.6

鋼道路橋設計便覧
(S55.8)
図-1.10

鋼橋の床版ハンチ部の形状は、コンクリートのひび割れを生じにくくするため、ハンチを上フランジの上面から立ち上げるものとする。

道示Ⅱ
(H24. 3)
9. 2. 10 (p278)



ハンチ部の形状【イメージ図】

4-2-6 桁端部の張出し長さ

桁端部の張出し長さは、支承、伸縮継手、落橋防止システム等のことを考えた上で決定するものとする。特に斜橋の場合は注意を要する。

4-2-7 支承取り付け部の補強

支承部付近の補強

- (1) 鋼桁の支承部では、支承縁端直上に垂直補強材を設けることを基本とする。
- (2) 鋼製橋脚では、ベースプレート下面の橋脚内部に必要な補強を行うことを基本とする。
- (3) 鉄筋コンクリート製橋脚の橋座部は、鉄筋により十分に補強しなければならない。

(1) 鋼桁には、橋軸方向地震時に支承端部に橋軸方向の慣性力と支承高さに起因する局所的な曲げにより上下方向の力が生じ、フランジや腹板に局部座屈が生じることがある。これを防ぐため図4-10のような補強を行う。

(タイプ I)

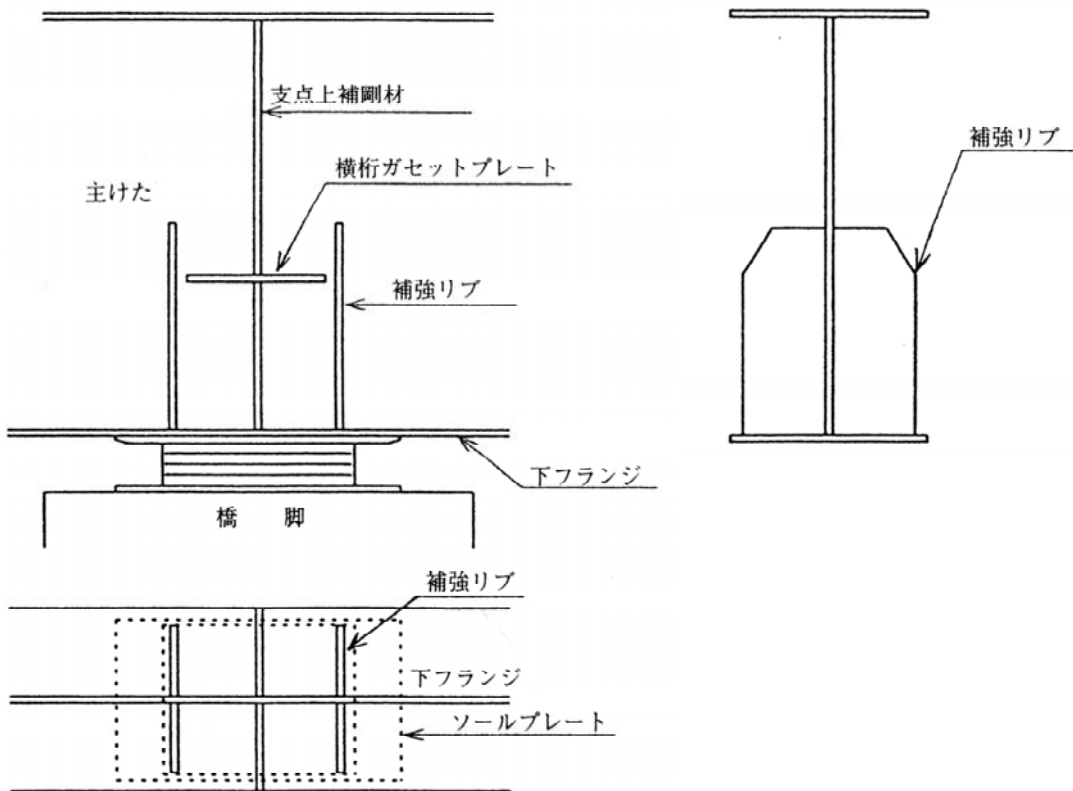


図 4-10 垂直補剛材による支承上の鋼橋腹板の補強例 タイプ I

(タイプ II)

支点上補剛材の両サイドに設置する補強リブは「道路橋示方書 V 耐震設計編（平成24年3月）」14.2.2の解説によると、桁高の1/2程度の長さが必要となるが、横桁ガセットや水平補剛材の抵触を避けることを優先とする。

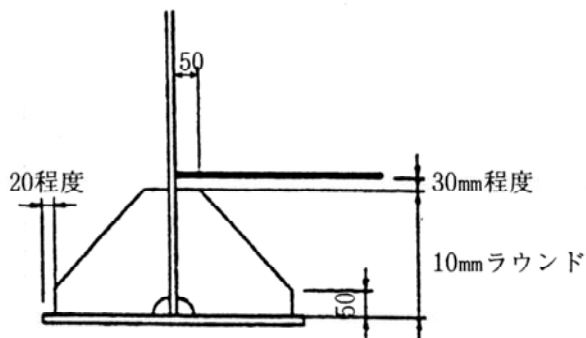


図 4-11 垂直補剛材による支承上の鋼橋腹板の補強例 タイプ II

補強リブの配置及び形状は、支承の構造・桁製作等を考慮し、タイプ I・IIにより決定する。

ガイドライン
型図集
(H10.5)
図面番号4

4-2-8 部材の大きさ

桁の継手位置については、輸送条件、架設工法等を十分検討し経済的なブロック割とする。

4-2-9 端部および中間支点上のジャッキアップについて

橋座部は、支承の点検・補修などが確実にできる空間を確保すること。

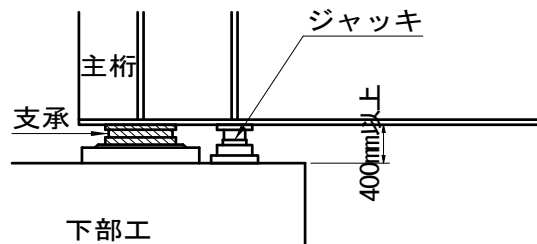
また、支承交換や桁端部の補修が容易に行えるよう、桁の仮受け等を想定して強度を確保するなど構造的配慮を行うこと。

道示IV
(H24.3)
8.6(p229)

(1) 支承取替えジャッキアップスペースの確保

支承取替えのジャッキアップに伴う桁下空間は、施工性を考え400mm以上確保すること。

また、平面空間は、仮支点の位置や反力に応じたジャッキの種類・能力を設定し、支点上横桁あるいは支承前面等に必要な空間を適切に確保すること。



支承取替えジャッキアップスペース【イメージ図】

道路橋支承便覧
(H16.4)
(p185)

(2) 支承取替えに伴うジャッキアップ補強

支承取替えに伴う仮支点箇所は、維持管理のためのジャッキアップ補強をあらかじめ行っておくことが望ましく、この場合、ジャッキアップ補強位置は支点上横桁あるいは支承前面の主桁に設け、端部対傾構の充腹化も含め検討すること。

また、下部工橋座部は、ジャッキアップ反力に備え鉄筋により十分に補強しなければならない。

道示IV
(H24.3)
8.6(p229)

(3) 支承取替え図

支承取替え構造は、今後の維持管理への活用を目的とし、施工要領図として作成、保管しなければならない。

4-2-10 鋼橋の桁端部構造

(1) 維持管理スペース確保

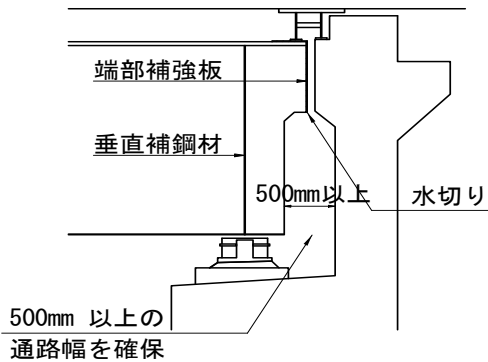
桁端部には、通気性と維持管理スペースを確保するため切欠きを設ける。

(2) 桁端部の増塗り塗装

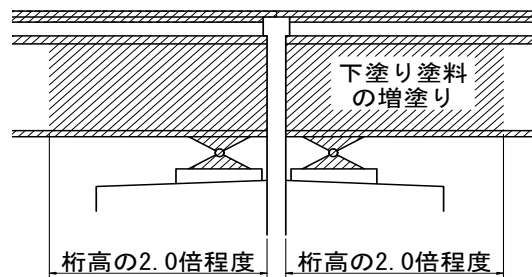
- ・鋼橋桁端部の外面塗装は、下塗りを1層多くする
- ・上フランジ角部は下塗りまで「まわし塗装」を行う
- ・施工範囲は、下図に示す範囲を標準とする。
- ・I型断面主桁、箱形断面主桁の下フランジ（上面・下面・小口）及び下フランジと接するウェブ部分（立ち上り10cm）の橋梁全長及び桁端部については下塗りを1層増し塗りすることを標準とする。
- ・増し塗り範囲に位置する添設部は、増し塗りしない。

腐食した鋼構造物の
耐久性照査マニ
ュアル
(H21)
(p2-90)

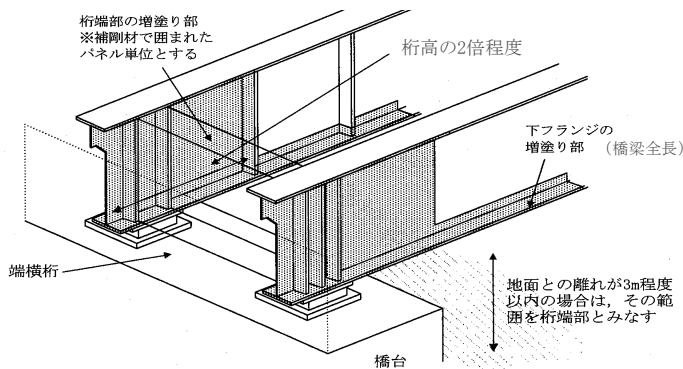
NEXCO 設計要領Ⅱ
(p7-18~19)



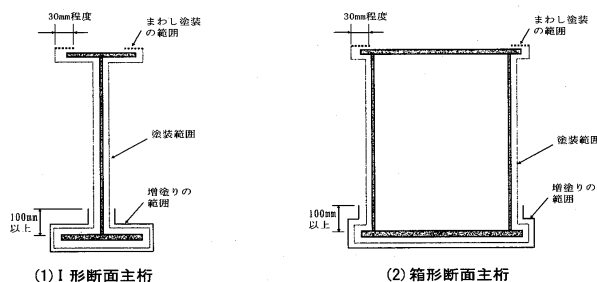
桁端部の切欠き構造例



桁端部の増塗りの例



増し塗り範囲の例



(1) I 形断面主桁

(2) 箱形断面主桁

塗分け区分の例

(3) 下部構造頂部の表面保護塗装

- ・下部構造頂部の表面保護塗装は"5-2-11 コンクリート橋の桁端部構造"同様とする。

4-2-1 1 仮定剛度・仮定死荷重の照査

仮定剛度と実部材の剛度の差は10%以下とする。

仮定死荷重と実死荷重との差は鋼自重で5%以下とする。

4-3 鉄筋コンクリート床版

鉄筋コンクリート床版の設計及び施工は「道路橋示方書（平成24年3月）」による。

4-3-1 設計曲げモーメント

一般国道における橋、高架の道路等（B活荷重で設計する橋）の床版の設計曲げモーメントは、「道路橋示方書Ⅱ鋼橋編（平成24年3月）」の表-9.2.1に示す式で算出するものとする。又床版の支間が車両進行方向に直角の場合の単純版及び連続版の主鉄筋方向の設計曲げモーメントは、上記により算出した曲げモーメントに「道路橋示方書Ⅱ鋼橋編（平成24年3月）」の表-9.2.2の割増係数を生じた値とする。

道示Ⅱ
(H24.3)
9.2.4

4-3-2 床版厚

道路橋の床版では、①示方書類で規定される荷重を著しく超える大きい車両が通行する場合があること。②断面の厚さが、一般の鉄筋コンクリート構造物に比べて小さいため、若干の施工誤差が断面性能に及ぼす影響が著しく大きいこと。③鋼橋の場合、支持桁のたわみが比較的大きく、床版としての応力の他に、複雑な応力が加わることが多い。④凍結防止剤の散布を行うような場合は、十分に水密性をもつRC床版でなければ鉄筋の電気化学的腐食からコンクリートの膨張ひびわれへと進み、RC床版の寿命を著しく短くすることになる等々の理由により、上記の一般的鉄筋コンクリート構造物のひびわれに対する考え方より厳しい条件を満たさなければならない。

道示Ⅱ
(H24.3)
9.2.5

このようなことから、道路橋示方書では、荷重が載ることによって床版コンクリートに生じる曲げ引張応力度を低く抑えて有害なひびわれ発生の危険を少なくし、床版を健全な状態で供用せしめるために、鉄筋の許容引張応力度を、通常の部材における $180\text{N}/\text{mm}^2$ に対して約80%の $140\text{N}/\text{mm}^2$ と低い値に止めているとともに、「道路橋示方書Ⅱ鋼橋編（平成24年3月）」の9.2.5には設計において採るべき最小の全厚を規定し、一定の床板厚さを確保するように図られている。さらに、重交通を受けもつ橋、補修のとくに困難な橋、合成桁等の条件の厳しいRC床版に対する処置を示しており、鉄筋の許容引張応力度をさらに控えて $120\text{N}/\text{mm}^2$ 程度にして、床版厚さをそれぞれの条件に応じて10%~25%増加させるようになっている。

道示Ⅱ
(H24.3)
9.2.7

道示Ⅱ
(H24.3)
9.2.4

表4-4 車道部分の床版の最小全厚（mm）

床版の部分	床版支間の方向	
	車両・進行方向に直角	車両進行方向に平行
単純版	$40L + 110$	$65L + 130$
連続版	$30L + 110$	$50L + 130$
片持版	$0 < L \leq 0.25$	$280L + 160$
	$L > 0.25$	$80L + 210$
		$240L + 130$

道示Ⅱ
(H24.3)
表-9.2.5

ここに、L：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編9.2.3に示すT荷重に対する床版の支間（m）

一般的に適用されることの多い連続床版の支間長と全厚との関係を図4-12に示した。図中は、一般的な条件下にある橋梁の最小全厚 d_0 に対する大型車の交通量による係数 k_1 を乗じた場合の所要全厚である。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$$

ここに、

d : 床版厚(mm) (第1位を四捨五入する。ただし、 d_0 を下回らないこと。)

d_0 : 道路橋示方書Ⅱ鋼橋編 表-9.2.4に規定する床版の最小全厚(mm)

(小数第1位を四捨五入し、第1位まで求める。 $d_0 \geq 160$ mm)

k_1 : 大型の自動車の交通量による係数で表4-5に示す。

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

表4-5 係数 k_1

1方向あたりの大型車の計画交通量(台/日)	係数 K_1
500未満	1.10
500以上1,000未満	1.15
1,000以上2,000未満	1.20
2,000以上	1.25

道示Ⅱ
(H24.3)
式-解9.2.2

道示Ⅱ
(H14.3)
表-解8.2.1

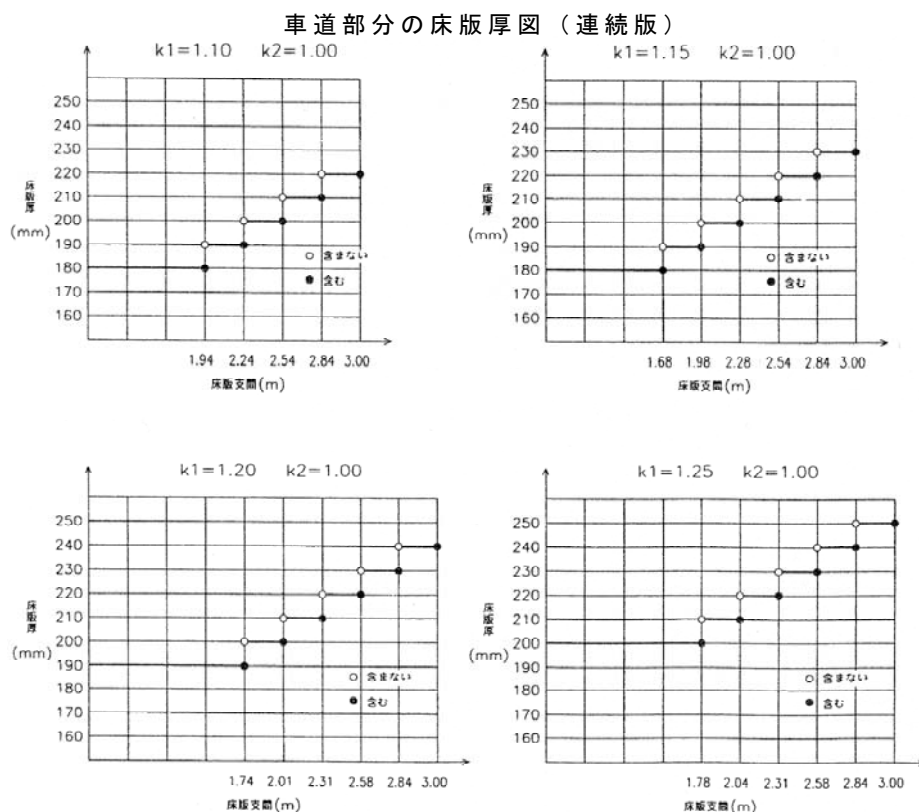


図4-12 RC連続床版の支間長と全厚の関係

4-3-3 コンクリート

床版コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck}) 及び許容曲げ圧縮応力度 (σ_{ca}) は、表 4-6 を標準とする。

表 4-6 床版コンクリートの設計基準強度

区 分	σ_{ck}	σ_{ca}
合成桁の R C 版	27N/mm ²	9N/mm ²
非合成桁の R C 版	24N/mm ²	8N/mm ²

道示Ⅱ
(H24.3)
9.2.9
12.2.1

4-4 鋼床版

鋼床版の設計及び施工は「道路橋示方書（平成24年3月）」による。

4-4-1 デッキプレート最小板厚

新設橋において、閉断面リブ（Uリブ）を使用する場合、大型車の輪荷重が常時
載荷される位置直下では、デッキプレートの板厚は16mm 以上とすることを標準と
する。

《補足説明》

既設橋の鋼床版において、大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下に、Uリブと
デッキプレートの溶接部からデッキプレート内を貫通した疲労き裂（以下、デッキ進
展き裂）による損傷事例が報告されている。このき裂が進展するとデッキプレートの
破断につながり、舗装の損傷や路面陥没等を引き起こし、車両走行に影響を与えるお
それがある。

平成14年以降の道路橋示方書Ⅱ鋼橋編及び鋼道路橋の疲労設計指針（以下、指針）
に基づき設計された鋼床版では同種のき裂は未だ報告されていないが、その構造細目
は損傷の報告されている既設鋼床版とほぼ同一と考えられ、将来き裂が発生する可能
性は否定できない。

一方、これまでの調査研究において、デッキ進展き裂の大半が最小板厚12mm のデ
ッキプレートにおいて報告されていること、デッキプレートの板厚を増加させること
により疲労耐久性の向上が図れることが確認されている。き裂の発生要因や進展挙動に
関しては必ずしも明確ではない点があるが、これらの状況を踏まえ、今後、設計・
製作する鋼床版を対象として、疲労耐久性を向上させるための当面の対策について通
知することとした。

閉断面リブ（Uリブ）を使用する場合、大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下
では、デッキプレートの板厚は16mm 以上とすることを標準とするが、デッキプレ
ートの板厚以外の構造細目については、指針のとおりとする。大型車の輪荷重が常時載
荷される位置直下でない部位では、デッキプレートの板厚は、指針のとおりとしてよ
い。また、バルブプレート、平板リブ等の開断面リブを使用する場合には、これまで
デッキ進展き裂による損傷事例が報告されていないことから、車道部分のデッキプレ
ートの板厚は鋼道路橋の疲労設計指針のとおりとする。

なお、既設橋に対しては、本現象が厳しい交通条件でもき裂が確認されていないこ
とから、維持管理において注意することによりよい。これにあたっては、下記を参考にす
ることができる。

- ・国総研資料No.471 鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究－実態調査に基づ
く鋼床版の点検手法に関する検討－、平成20年8月
- ・土研資料第4138号 鋼床版のデッキプレート進展き裂の調査のための超音波
探傷マニュアル（案）、平成21年3月

平成21年12月25日
事務連絡「新設橋
への鋼床版の適用
に関するデッキプ
レート最小板厚の
見直しについて」

4-5 鋼橋塗装・防食

鋼橋塗装・防食にあたっては「鋼道路橋防食便覧（平成26年3月）」によることを原則とする。

塗装・防食仕様選択においては、図4-13に示す鋼道路橋塗装・防食仕様選択の考え方（案）を参考とする。

鋼道路橋塗装・防食仕様選択の考え方（案）

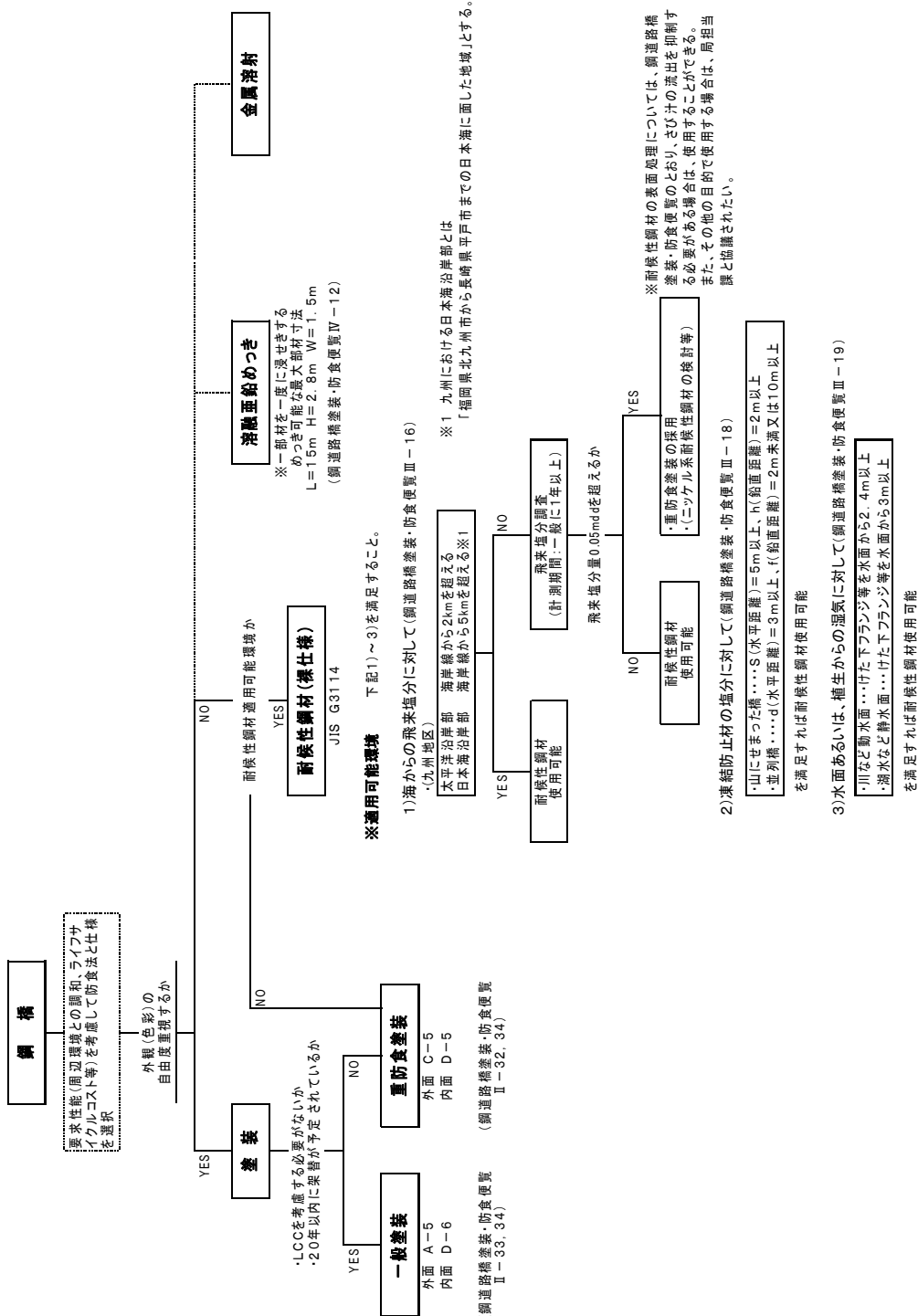


図4-13 鋼道路橋塗装・防食仕様選択の考え方（案）

4-5-1 防食

表4-7に代表的な鋼道路橋の防食法を示す。

表4-7 代表的な鋼道路橋の防食法

防食法	塗 装		耐候性鋼材	溶融亜鉛めっき	金属溶射
	一般塗装	重防食塗装			
防食原理	塗膜による環境遮断	塗膜による環境遮断とジンクリッチペイントによる防食	緻密なさび層による腐食速度の低下	亜鉛皮膜による環境遮断と亜鉛による防食	溶射皮膜による環境遮断と亜鉛による防食
劣化因子	紫外線、塩分、水分(湿潤状態の継続)	紫外線、塩分、水分(湿潤状態の継続)	塩分、水分(湿潤状態の継続)	塩分、水分(湿潤状態の継続)	塩分、水分(湿潤状態の継続)
防食材料	塗料	塗料	腐食速度を低下する合金元素の添加	亜鉛	亜鉛、アルミニウム、亜鉛・アルミニウム
施工方法	スプレーやはけ、ローラーによる塗付	スプレーやはけ、ローラーによる塗付	製鋼時に合金元素を添加	めっき処理槽への浸漬(めっき工場)	溶射ガンによる溶射
構造、施工上の制限(原則)	温度、湿度等施工環境条件の制限	温度、湿度等施工環境条件の制限	滞水・湿気対策	めっき処理槽による寸法制限と熱ひずみ対策	溶射ガンの運行上の制限
外観(色彩)	色彩は自由	色彩は自由	色彩は限定(茶褐色)	色彩は限定(灰白色)	色彩は限定(梨地状の銀白色)
維持管理	さびの発生や塗膜の消耗、変退色の調査。塗膜劣化が進行した場合は塗替え。	さびの発生や塗膜の消耗、変退色の調査。塗膜劣化が進行した場合は塗替え。	異常なさびが形成されていないことの確認。腐食が進行した場合は塗装等による防食*	亜鉛層の追跡調査。亜鉛層の消耗後は塗装等による防食*	亜鉛、アルミニウム等の皮膜の追跡調査。溶射皮膜の消耗後は金属溶射もしくは塗装等による防食*
複合防食	-	-	-	塗装との併用	塗装との併用

注) 1.*塗装によって補修する場合は、施工方法や施工条件の検討が必要である。
 2.耐候性鋼材は、JIS G 3114W仕様に規定する溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材を示す。

① 塗 装

塗装は、鋼材表面に形成した塗膜が腐食の原因となる酸素と水や、塩類等の腐食を促進する物質を遮断(環境遮断)し鋼材を保護する防食法である。

塗膜には、鋼材の防食のために環境を遮断する以外にも、色彩選択の自由度が高く、周辺景観との調和を図りやすい特色を活かしての外観着色の機能やそれ自体の耐久性向上のための耐候性能等、様々な機能が要求される。したがって、通常は使用目的や環境条件等に応じて異なる塗料を複数層組み合わせることで塗膜を形成して使用し、それぞれの仕様を塗装系として分類している。例えば、厳しい環境条件では、塗膜の最下層に金属亜鉛を含有した塗料を用いることで、その犠牲陽極作用による防食性能の向上を図った塗装系が高い防せい効果を発揮することから適用されてきた。

塗装系の選定にあたっては、架橋地点の環境条件のみならず構造部位ごとの環境条件の違いや、施工条件、維持管理の条件等も考慮して、所要の性能が確保できるように配慮する必要がある。したがって、同じ橋

鋼道各橋防食便覧
(H26.3)
3.2

の中でも腐食環境条件の違いによって複数の塗装系を使い分けることが一般的であり、代表的なものでは、箱桁の内外での外面用塗装系と内面用塗装系の使い分けや、現場連結部用塗装や鋼床版裏面用塗装等のように施工上の条件を考慮して塗装系を選定すること等が行われる。

構造設計にあたっては、下地処理や塗付作業が容易に行える構造、形状とするなど塗装施工の条件を考慮して、できるだけ良好な施工品質が確実に確保できるように配慮する必要がある。例えば、ブラストを行う場合はブラスト作業が困難となるような薄い板厚の鋼材の使用を避けるとともに狭あい部をなくし、塗膜厚が確実に確保されるよう必要に応じて部材自由端の面取りを行う等の配慮することが重要である。

また、施工にあたっては温度や湿度等の施工環境条件の制限があることに注意が必要である。特に海岸地域で現場塗装を行う場合は、飛来塩分や海水の波しぶき等によって、塩分が被塗装面に付着することのないよう確実な養生を行う必要がある。

塗装では、施工完了後に下地処理や下層塗膜の乾燥（硬化）状態などの施工の条件が要求した施工品質を満たすものであったことを確認することは困難であるが、これらは耐久性に大きく影響を及ぼすものであるため、施工の工程を通じての十分な品質管理が重要である。

塗装を施した橋では、防食機能の低下や異常を点検によって、さびの発生や塗膜の消耗、変退色等の塗膜の劣化状況を把握することで検出・評価することができる。点検によってさびの発生や塗膜の劣化などの変状が発見された場合には、その原因を究明し、その原因を排除するとともに、適切な時期に補修塗り等の適切な対策を施すことで防食機能の維持・回復が可能である。

② 耐候性鋼材

耐候性鋼材は腐食速度を低下できる合金元素を添加した低合金鋼であり、鋼材表面に生成される緻密なさび層（保護性さび）によって腐食の原因となる酸素や水から鋼材を保護し、さびの進展を抑制する防食法である。

耐候性鋼材には各種の鋼板材料以外にも、溶接材料、高力ボルト、支承等に実用化されており、鋼材及び溶接材料には、日本工業規格（以下「JIS」という）に規格化されているものもある。

耐候性鋼材では、その表面に緻密なさび層が形成されるまでの期間は普通鋼材と同様にさび汁が生じるため、初期さびの生成抑制や、緻密なさび層の生成促進を目的として開発された耐候性鋼用表面処理が併用される場合もある。なお、これらの耐候性鋼用表面処理は適切な条件で

使用しないと初期の段階でさびむらやさび汁が流出する場合があるが、通常の場合には時間の経過とともに鋼材表面には緻密なさび層が形成されて暗褐色となりさび汁の流出もなくなる。

また、飛来塩分量の比較的多い地域への適用を目的として、これまで使われてきた耐候性鋼材に比べニッケルの含有量を高めたニッケル系高耐候性鋼材が実橋に適用された事例もあるが、この鋼材の選定にあたっては、個別に架橋地点や局部環境における適用の妥当性を確認する必要がある。

③ 溶融亜鉛めっき

溶融亜鉛めっきは、鋼材表面に形成した亜鉛被膜が腐食の原因となる酸素と水や、塩化物等の腐食を促進する物質を遮断（環境遮断）し鋼材を保護する防食法である。

溶融亜鉛めっきの付着量は、板厚や材料の大きさにより異なるため、日本工業規格（JIS H 8641:2007）では板厚 6mm 以上の鋼材や形鋼類及び高力ボルト等を付着量 550g/m²以上（HDZ55）、3.2mm 以上 6mm 未満の鋼材を付着量 450g/m²以上（HDZ45）、3.2mm 未満の鋼材及び普通ボルト等を付着量 350g/m²以上（HDZ35）としているが、これにより難しい場合は別途協議すること。ただし、鋼道路橋では、長期の耐久性が要求されるため少なくとも主要な部材については付着量 600g/m²以上を確保することが望ましい。ちなみに鋼道路橋の主要な部材では一般に板厚が 9mm 以上あるため付着量 600g/m²は比較的容易に確保できる。なお、溶融亜鉛めっき皮膜の耐久性は付着量に比例するため、大きな付着量の確保が困難な付属物や普通ボルトでは、めっき付着量に応じて防食皮膜の寿命も短くなることに注意が必要である。

溶融亜鉛めっきは、塩分の多い環境下では消耗が早いことから、飛来塩分量の多い地域や凍結防止剤の影響を受ける部材への適用には限界がある。また、防食皮膜が消耗して補修が必要となった場合にも、塩分等の腐食を促進する物質は確実に除去する必要がある。

④ 金属溶射

金属溶射は、鋼材表面に形成した溶射被膜が腐食の原因となる酸素と水や、塩類等の腐食を促進する物質を遮断（環境遮断）し鋼材を保護する防食法である。

なお、金属溶射には単に環境を遮断する以外にも、例えば溶射材料に亜鉛を用いてその犠牲陽極作用によって防食性能の向上を図った溶射皮膜を形成するものもあり、溶射材料によってそれぞれ性能が異なるいくつかの種類がある。鋼道路橋に使用される代表的な金属溶射皮膜には、

亜鉛溶射皮膜及びアルミニウム溶射皮膜、亜鉛・アルミニウム合金並びに擬合金溶射皮膜等がある。

一般に、金属溶射皮膜は多孔質の皮膜であるため、溶射皮膜に別途封孔処理が施す必要のあるものが多い。

金属溶射部材の色彩は梨地状の銀白色に限定される。しかし、金属溶射面に塗装を施すことも可能であることから、塗装によって色彩を自由に選定できる。

4-5-2 新設塗装仕様

① 一般外面塗装系

一般外面塗装系には架橋地点の腐食環境の厳しさに十分耐えられる防食性能を有していると同時に美観・景観性をできるだけ長期間保つために耐候性の良好な上塗塗装を用いた表4-8の塗装系を適用する。

飛来塩分の少ない環境に架設する場合で特にライフサイクルコストを考慮する必要のない場合や、20年以内に架け替えが予定されている場合などでは、表4-9の鉛・クロムフリーさび止めペイントを使用するA-5塗装系を適用してもよい。ただし、A-5塗装系は、工場塗装後6ヶ月以内に現場塗装しなくてはならない。

6ヶ月以上経過し、塗膜劣化がある場合は、塗替え塗装仕様のRa-III塗装系を適用する。

- i) 工場塗装と現場塗装の間隔が表に示す間隔を超えた場合は、割れ、はがれ、はく離、さびがない場合は清掃と軽い面あらしを行い鉛・クロムフリーさび止めペイントを1層(140g/m², 35μm)塗装し、長油性フタル酸樹脂塗料中塗、長油性フタル酸樹脂塗料上塗を塗装する。
- ii) 摩擦接合面やコンクリート接触面には塗装しない。
- iii) 使用量は、工場塗装はスプレー塗り、現場塗装ははけ・ローラー塗りの場合を示す。
- iv) プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。
- v) 隠ぺい性の劣る有機顔料を用いなければならない制限色の例に示されるような塗装色は適用しないことが望ましい。

表 4-8 一般外面の塗装仕様 C-5 塗装系

塗装工程		塗装名	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔
製鋼工場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2			4時間以内
	プライマー	無機ジンクリッチプライマー	(160)	(15)	
橋梁製作工場	2次素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2			6ヶ月以内
	防食地下	無機ジンクリッチペイント	600	75	4時間以内
	ミストコート	エポキシ樹脂塗料下塗	160	-	2日～10日
	下塗	エポキシ樹脂塗料下塗	540	120	1日～10日
	中塗	ふっ素樹脂塗料用中塗	170	30	1日～10日
	上塗	ふっ素樹脂塗料用上塗	140	25	1日～10日

注).1 使用量はスプレーの場合を示す。
 注).2 プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。
 注).3 製鋼工場におけるプライマーは膜厚にて管理する。

表 4-9 一般外面の塗装仕様 A-5 塗装系

塗装工程		塗装名	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔
製鋼工場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2			4時間以内
	プライマー	長ばく形エッチングプライマー	(130)	(15)	
橋梁製作工場	2次素地調整	動力工具処理 ISO St3			3ヶ月以内
	下塗	鉛・クロムフリーさび止めペイント	170	35	4時間以内
	下塗	鉛・クロムフリーさび止めペイント	170	35	1日～10日
現場	中塗	長油性フタル酸樹脂塗料中塗	120	30	～6ヶ月
	上塗	長油性フタル酸樹脂塗料上塗	110	25	2日～10日

注).1 使用量は、工場塗装はスプレーの場合を、現場塗装ははけ・ローラーの場合を示す。
 注).2 プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。
 注).3 製鋼工場におけるプライマーは膜厚にて管理する。

② 内面塗装系

箱桁や鋼製橋脚などの閉断面部材内面は外部環境の腐食作用を受けることは少ないが、結露や漏水等によって部材内に滞水した場合は鋼材が腐食しやすい。また、部材内面は塗膜の点検機会が少なく塗替えも容易でないことから、耐水性に優れた内面用変性エポキシ樹脂塗料を厚く塗付して塗膜の防食効果を長期間維持できる表 4-10 の D-5 塗装系を適用する。内面の色相は点検時の照明効果を良くするため淡彩仕上げするとよい。一般外面の塗装系が A-5 塗装系の場合には、内面用には表 4-11 の D-6 塗装系を適用する。

表 4-10 内面用塗装仕様 D-5 塗装系

塗装工程		塗装名	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔
製鋼工場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2			4時間以内
	プライマー	無機ジンクリッチプライマー	(160)	(15)	
橋梁製作工場	2次素地調整	動力工具処理 ISO St3			6ヶ月以内
	第1層	変性エポキシ樹脂塗料内面用	410	120	4時間以内
	第2層	変性エポキシ樹脂塗料内面用	410	120	1日～10日

注).1 プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。
注).2 製鋼工場におけるプライマーは膜厚にて管理する。

表 4-11 内面用塗装仕様 D-6 塗装系

塗装工程		塗装名	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔
製鋼工場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2			4時間以内
	プライマー	長ばく形エッチングプライマー	(130)	(15)	
橋梁製作工場	2次素地調整	動力工具処理 ISO St3			3ヶ月以内
	第1層	変性エポキシ樹脂塗料内面用	410	120	4時間以内
	第2層	変性エポキシ樹脂塗料内面用	410	120	1日～10日

注).1 プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。
注).2 製鋼工場におけるプライマーは膜厚にて管理する。

4-5-3 連結部の塗装仕様

① 現場ボルト接合部の塗装

現場ボルト接合部には、表 4-12(1)(2)に示す塗装系 F11、F12 を適用することを原則とし、はけ・ローラーによる塗装を標準とする。

C-5 塗装系の場合には本締め後、現場塗装までの間にさびが発生するのを防ぐため防錆処理ボルトを使用するのがよい。現場連結部は塗料が付きにくく一般部に比べ塗膜の弱点となりやすい。このため、現場接合の後の塗装には、塗装作業の不十分さを補う意味や、長期耐久性に必要な膜厚確保のため超厚膜形エポキシ樹脂塗料を塗装する必要がある。

② 現場溶接部の塗装

外面及び内面の現場溶接部には、表 4-12(3)(4)の塗装系を適用することを原則とし、はけ・ローラーによる塗装を標準とする。

③ A 塗装系の現場連結部の塗装

A 塗装系の現場連結部には、表 4-12(5)(6)の塗装系を適用することを原則とし、はけ・ローラーによる塗装を標準とする。

鋼部材の防食便覧
(H26.3)
4.6.3

表 4-12(1) 高力ボルト連結部の塗装仕様 F-11 (一般部塗装系 C-5)

塗装工程	塗料名	塗装方法	使用量(g/m ²)	目標膜厚(μm)	塗装間隔	
製鋼工場	1次素地調整	ブラスト処理 ISO Sa 2 1/2			4時間以内	
	プライマー	無機ジंकリッチプライマー	スプレー	160 (15)		
製作工場	2次素地調整	ブラスト処理 ISO Sa 2 1/2			4時間以内	
	防食下地	無機ジंकリッチペイント	スプレー	600 75		
現場	素地調整	動力工具処理 ISO St 3			1年以内	
	ミストコート	変性エポキシ樹脂塗料下塗	スプレー (はけ・ローラー)	160 (130)	4時間以内	
	下塗り	超厚膜形エポキシ樹脂塗料	スプレー (はけ・ローラー)	1100 (500×2)	300	1日～10日
	中塗り	ふっ素樹脂塗料用中塗	スプレー (はけ・ローラー)	170 (140)	30	1日～10日
	上塗り	ふっ素樹脂塗料上塗	スプレー (はけ・ローラー)	140 (120)	25	1日～10日

- 注) 1: 塗料使用量: スプレーとし、(** *) ははけ・ローラー塗りの場合を示す。
 注) 2: プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。
 注) 3: 製鋼工場におけるプライマーは膜厚にて管理する。
 注) 4: 母材と添接板の接触面は、製作工場の無機ジंकリッチペイントまで塗付する。
 注) 5: 超厚膜形エポキシ樹脂塗料を適用することで防食性の向上と工程短縮を図ることが出来るが、一般面と比べて仕上がりが外観は劣る。
 注) 6: 防せい処理ボルトの場合は、添接板も含め高力ボルト頭部にミストコートから塗装する。
 注) 7: 防せい処理ボルトを使用しない場合、高力ボルト頭部に素地調整後、有機ジंकリッチペイント 240g/m² × 2回(はけ塗り、塗装間隔は1日～10日)を塗装した後、添接板も含め、ミストコートから塗装する。

表 4-12(2) 高力ボルト連結部の塗装仕様 F-12 (一般部塗装系 D-5)

塗装工程	塗料名	塗装方法	使用量(g/m ²)	目標膜厚(μm)	塗装間隔
製鋼工場	1次素地調整	ブラスト処理 ISO Sa 2 1/2			4時間以内
	プライマー	無機ジंकリッチプライマー	スプレー	160 (15)	
製作工場	2次素地調整	ブラスト処理 ISO Sa 2 1/2			4時間以内
	防食下地	無機ジंकリッチペイント	スプレー	600 75	
現場	素地調整	動力工具処理 ISO St 3			1年以内
	ミストコート	変性エポキシ樹脂塗料下塗	スプレー (はけ・ローラー)	160 (130)	4時間以内
	下塗り	超厚膜形エポキシ樹脂塗料	スプレー (はけ・ローラー)	1100 (500×2)	300

- 注) 1: 塗料使用量: スプレーとし、(** *) ははけ・ローラー塗りの場合を示す。
 注) 2: プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。
 注) 3: 製鋼工場におけるプライマーは膜厚にて管理する。
 注) 4: 母材と添接板の接触面は、工場塗装の無機ジंकリッチペイントまで塗付する。
 注) 5: 超厚膜形エポキシ樹脂塗料を適用することで防食性の向上と工程短縮を図ることが出来るが、一般面と比べて仕上がりが外観は劣る。
 注) 6: 防せい処理ボルトの場合は、添接板も含め高力ボルト頭部にミストコートから塗装する。

表 4-12(3) 溶接部の塗装仕様 F-13 (一般部塗装系 C-5)

塗装工程	塗料名	塗装方法	使用量(g/m ²)	目標膜厚(μm)	塗装間隔	
現場	素地調整	プラスト処理 ISO Sa 2 1/2			4時間以内	
	防食下地	有機ジンクリッチ ペイント	スプレー (はけ・ローラー)	600 (300×2)		75
	下塗り	変性エポキシ 樹脂塗料下塗	スプレー (はけ・ローラー)	240 (200)	60	1日～10日
	下塗り	変性エポキシ 樹脂塗料下塗	スプレー (はけ・ローラー)	240 (200)	60	1日～10日
	中塗り	ふっ素樹脂塗料用 中塗	スプレー (はけ・ローラー)	170 (140)	30	1日～10日
	上塗り	ふっ素樹脂塗料上塗	スプレー (はけ・ローラー)	140 (120)	25	1日～10日

注) 1: 塗料使用量: スプレーとし、(***)ははけ・ローラー塗りの場合を示す。

表 4-12(4) 溶接部の塗装仕様 F-14 (一般部塗装系 D-5)

塗装工程	塗料名	塗装方法	使用量(g/m ²)	目標膜厚(μm)	塗装間隔
現場	素地調整	プラスト処理 ISO Sa 2 1/2			4時間以内
	防食下地	有機ジンクリッチ ペイント	スプレー (はけ・ローラー)	600 (300×2)	
	下塗り	超厚膜形エポキシ 樹脂塗料	スプレー (はけ・ローラー)	1100 (500×2)	300

注) 1: 塗料使用量: スプレーとし、(***)ははけ・ローラー塗りの場合を示す。

注) 2: 超厚膜形エポキシ樹脂塗料を適用することで防食性の向上と工程短縮を図ることが出来るが、一般面と比べて仕上がりが外観は劣る。

表 4-12(5) A 塗装系の現場連結部の塗装仕様 F-15 (一般部塗装系 A-5)

塗装工程	塗料名	塗装方法	使用量(g/m ²)	目標膜厚(μm)	塗装間隔	
現場	素地調整	動力工具処理 ISO St 3			4時間以内	
	下塗り	鉛・クロムフリー さび止めペイント	はけ・ローラー	140		35
	下塗り	鉛・クロムフリー さび止めペイント	はけ・ローラー	140	35	1日～10日
	下塗り	鉛・クロムフリー さび止めペイント	はけ・ローラー	140	35	1日～10日
	中塗り	長油性 フタル酸樹脂塗料中塗	はけ・ローラー	120	30	1日～10日
	上塗り	長油性 フタル酸樹脂塗料上塗	はけ・ローラー	110	25	2日～10日

表 4-12(5) A 塗装系の現場連結部の塗装仕様 F-16 (一般部塗装系 D-6)

塗装工程	塗料名	塗装方法	使用量(g/m ²)	目標膜厚(μm)	塗装間隔
現場	素地調整	動力工具処理 ISO St 3			4時間以内
	下塗り	変性エポキシ 樹脂塗料下塗	スプレー (はけ・ローラー)	240 (200)	
	下塗り	超厚膜形エポキシ 樹脂塗料	スプレー (はけ・ローラー)	1100 (500×2)	300

注) 1: 塗料使用量: スプレーとし、(***)ははけ・ローラー塗りの場合を示す。

注) 2: 超厚膜形エポキシ樹脂塗料を適用することで防食性の向上と工程短縮を図ることが出来るが、一般面と比べて仕上がりが外観は劣る。

4-5-4 新設橋の塗装面積の算出における留意事項

新設橋の塗装面積の算出において、留意すべき点を下記に示す。

① 鋼床版上面

舗装施工までの防錆のため、無機ジンクリッチペイント (30 μ m) を塗布する。
現場溶接部や塗膜損傷部は有機ジンクリッチペイント (30 μ m) を塗布する。

鋼道路橋防食便覧
(H26. 3)
II 2. 2. 4(3)

② 添接板接触面(摩擦接合面)

母材と連結板の接触面の工場塗装は無機ジンクリッチペイント (75 μ m) まで塗布する。

鋼道路橋防食便覧
(H26. 3)
II 2. 2. 4(4)

③ 箱桁上面部(埋設型枠部)

D- 5(内面塗装)を塗布する。

デザインデー
タブック

④ 耐候性鋼材における桁端部

桁端部は、防食に対す配慮が特に必要とされる環境の悪い箇所であるため、C-5 (外面塗装) を塗布する。

鋼道路橋防食便覧
(H26. 3)
III 2. 2. 3(1)

⑤ 耐候性鋼材を使用している箱桁内面

箱桁内面は、閉塞された空間であり、結露を生じ易いなど、耐候性鋼材の適用可能な環境とならない場合が多いため、D-5(内面塗装)を塗布する。

鋼道路橋防食便覧
(H26. 3)
III 2. 2. 3(2)

⑥ ボルト連結部の塗装面積 (F-11・F-12)

ボルトは購入品であるため、ボルト表面積の工場塗装は計上しない。

⑦ コンクリート接触面

コンクリート接触面については、さび汁による汚れを考慮し無機ジンクリッチペイント (30 μ m) を塗布する。

鋼道路橋防食便覧
(H26. 3)
II 2. 2. 3(3)

4-5-5 塗替え塗装仕様

塗膜は環境中に暴露されると徐々に劣化し、防せい性能や美観性能も徐々に低下する。鋼道路橋塗装の機能を維持するには、塗膜の性能が管理上必要な水準以下に低下してしまう前に塗替え塗装を行うことで塗装の機能を回復させる必要がある。

鋼橋は、塗膜の暴露される環境が塗替え後も変わらないと判断し、従来の塗替え塗装は旧塗装と同じ性能を有する塗装系を一般的に選定していた。しかし、その後の調査によると塗装のライフサイクルコスト、環境対策、景観上の配慮などの観点から、より耐久性の優れた塗装系にする方が有利かつ合理的と考えられるため、塗替え塗装仕様は従来よりも耐久性に優れた重防食塗装系を基本とする。

塗替え塗装系は、表4-13～4-19によることを原則とする。また、旧塗膜と塗替え塗装系の組み合わせは表4-20によることを原則とする。

鋼道橋防食便覧
(H26.3)
II 7.3

表4-13 Rc-I 塗装系 (スプレー)

塗装工程	塗装名	使用量 (g/m ²)	塗装間隔
素地調整	1種		4時間以内
防食下地	有機ジンクリッチペイント	600	1日～10日
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	240	1日～10日
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	240	1日～10日
中塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料用中塗	170	1日～10日
上塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料上塗	170	1日～10日

注)1 原則はスプレー塗装とするが、協議のうえで、はけ・ローラーに変更もできる。

注)2 現場の施工条件に応じて塗装間隔を別途取り決める場合もある。

注)3.プラスト処理による除せい度はISO Sa 1/2とする。

表 4-14 Rc-Ⅲ 塗装系（はけ、ローラー）

塗装工程	塗装名	使用量 (g/m ²)	塗装間隔
素地調整	3種		4時間以内
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗 (鋼板露出部のみ)	(200)	1日～10日
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	200	1日～10日
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	200	1日～10日
中塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料用中塗	140	1日～10日
上塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料上塗	120	1日～10日

表 4-15 Rc-Ⅳ 塗装系（はけ、ローラー）

塗装工程	塗装名	使用量 (g/m ²)	塗装間隔
素地調整	4種		4時間以内
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	200	1日～10日
中塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料用中塗	140	1日～10日
上塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料上塗	120	1日～10日

表 4-16 Ra-Ⅲ 塗装系（はけ、ローラー）

塗装工程	塗装名	使用量 (g/m ²)	塗装間隔
素地調整	3種		4時間以内
下塗	鉛・クロムフリーさび止めペイント (鋼板露出部のみ)	(140)	1日～10日
下塗	鉛・クロムフリーさび止めペイント	140	1日～10日
下塗	鉛・クロムフリーさび止めペイント	140	1日～10日
中塗	長油性フタル酸樹脂塗料用中塗	120	1日～10日
上塗	長油性フタル酸樹脂塗料上塗	110	2日～10日

表 4-17 Rc-Ⅱ 塗装系（はけ、ローラー）

塗装工程	塗装名	使用量 (g/m ²)	塗装間隔
素地調整	2種		4時間以内
防食下地	有機ジンクリッチペイント* 1	(240)	
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	200	1日～10日*2
下塗	弱溶剤形変性エポキシ樹脂塗料下塗	200	1日～10日
中塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料用中塗	140	1日～10日
上塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料上塗	120	1日～10日

*1 素地調整程度2種ではあるが、健全なジンクリッチプライマーやジンクリッチペイントを残し、ほかの旧塗膜を全面除去した場合は、鋼材露出部のみ有機ジンクリッチペイントを塗布する。この際、使用量の目安は240g/m²程度とする。素地調整程度2種で旧塗膜を全面除去した場合は、有機ジンクリッチペイントの使用量が600g/m²とする。

*2 現場の施工条件に応じて塗装間隔を別途取り決める場合もある。

表 4-18 Rd-Ⅲ 塗装系（はけ、ローラー）

塗装工程	塗料名	使用量 (g/m ²)	塗装間隔
素地調整	3種		4時間以内
第1層	無溶剤形変性エポキシ樹脂塗料	300	
第2層	無溶剤形変性エポキシ樹脂塗料*	300	2日～10日

* 旧塗膜がタールエポキシ樹脂塗料である場合、タールのブリードによる変色むらが生じることがあるが、塗膜性能上問題とならない。

表 4-19 RzC-Ⅰ 塗装系（スプレー）

塗装工程	塗料名	使用量 (g/m ²)	塗装間隔
素地調整	1種*		4時間以内
下塗	亜鉛めっき用エポキシ樹脂塗料下塗	200	
中塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料用中塗	170	1日～10日
上塗	弱溶剤形ふっ素樹脂塗料上塗	140	1日～10日

* 素地調整程度1種であるがブラストグレードは、ISO Sa 1 とする。

表 4-20 旧塗膜と塗替え塗装系の組み合わせ

塗替え塗装系	旧塗膜塗装系*	素地調整	特徴
Rc-I	A, B a, b, c	1種	プラスト工法により旧塗膜を除去し、スプレー塗装する。
Rc-III	A, B, C a, b, c	3種	工事上の制約によってプラストできない場合に適用する。耐久性はRc-I 塗装系に比べて著しく劣る。
Rc-IV	C c	4種	C塗装系の塗替えで下塗には劣化がおよんでない場合に適用する。
Rc-II	B b, c	2種	工事上の制約によってプラストできなく、かつ、ジンクリッチプライマーを用いたB塗装系の旧塗膜、又はC塗装系の局部補修に適用する。
Ra-III	A a	3種	A塗装系の塗替えで十分塗膜寿命を有していて、適切な維持管理体制がある場合や橋の残存寿命が20年程度の場合に適用する。
Rd-III	D d	3種	暗く換気が十分に確保されにくい環境の内面塗装に適用する。

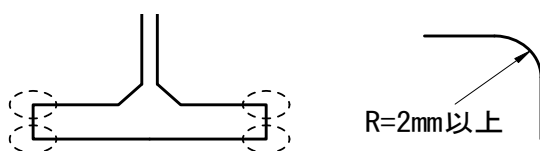
* : 旧塗膜の塗装仕様について塗装・防食便覧資料集付Ⅱ-2を参考にするのがよい。

・鋼橋の塗装品質に対する配慮

(1)鋼部材角部の処理

部材の自由縁となる角部は、膜厚の確保がしにくい箇所である。塗装の寿命を高めるために、部材各部は面取りを行うことが重要である。一般部と同等の塗膜性能を得るためには、半径 2R 以上の曲面仕上げを行うことが望ましく、加工を行う旨を設計図に明示すること。

鋼部材防食便覧
(H26.3)
Ⅱ 3.2.1



角部の曲面仕上げの例

(2)トルシア形高力ボルトのピンテール跡の仕上げ

高力ボルト接合継手にトルシア型高力ボルトを用いる場合、ピンテール跡が鋭利な形状となることが多く、塗装を行う場合そのままでは塗料が十分に付きにくい。この場合にはピンテール跡をグラインダーや専用加工機などで平滑に仕上げることで、通常のボルト頭やナット部と同等の塗装品質が確保できる表面性状とすることができる。

以上より、ピンテールの跡はグラインダーなどで平滑に仕上げる旨を設計図に明示すること。

4-5-6 耐候性鋼材

鋼道路橋の防食法として耐候性鋼材の使用を計画した場合において、その橋に所定の性能を発揮させるために考慮すべき事項とその手順、内容について表4-21に示す。

なお、耐候性鋼材を使用する場合、裸仕様を原則とする。
 特段の理由より、表面処理を実施する場合は、必ず担当課と協議すること。

鋼道各種防食便覧
 (H26.3)
 III 2.2

表4-21 耐候性鋼橋梁の防食設計の手順

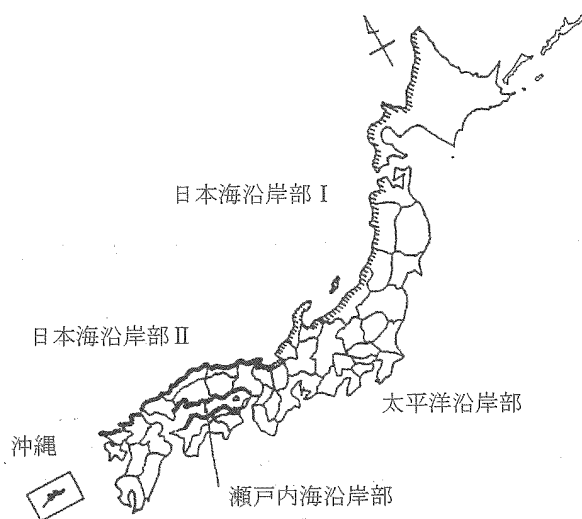
手順	内容	備考
環境条件の確認	建設地点の環境が耐候性鋼材に適しているかを確認する。	
↓		
使用材料の選定	鋼材、溶接材料、高力ボルトについて適正材料を選定する。	
↓		
景観への配慮	耐候性鋼材特有の暗褐色が環境と調和するかを確認し、さび汁などで外観上特別な配慮が必要かを検討する。	
↓		
細部構造の処置	防食に配慮した細部構造設計をする。	
↓		
製作・架設条件の確認	防食と外観に配慮した製作法と架設法がとられることを確認する。	
↓		
維持管理方法の提示	点検・診断、維持・管理の方法を提示する。	

(1) 適用可能環境

1) 海からの飛来塩分に対して

JIS G 3114 に規定される溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材については、道示Ⅱ鋼橋編で「所定の方法で計測した飛来塩分量が 0.05mdd (NaCl:mg/100cm²/day) を超えない地域、または図4-22 (道示Ⅱ鋼橋編、図解5.2.1) に示す地域では一般に無塗装で用いることができる。」としている。

飛来塩分量測定の方法としては、「鋼道路橋防食便覧」付属資料に示す「土研法」または JIS Z 2381、JIS Z 2382 に示されている、いわゆる「ガーゼ法」が用いられる。測定期間は飛来塩分量が季節変動することから、一般に1年以上継続する必要がある。ただし、日本海沿岸部等の季節変動が例年概ね同じ傾向を示す地域では、海風のピークが生じる季節2～3ヶ月の測定結果によって無塗装使用の適否を判断することが可能と考えられる。



地域区分		飛来塩分量の測定を省略してよい地域
日本海沿岸部	I	海岸線から 20km を超える地域
	II	海岸線から 5km を超える地域
太平洋沿岸部		海岸線から 2km を超える地域
瀬戸内海沿岸部		海岸線から 1km を超える地域
沖縄		なし

図4-22 耐候性鋼材を無塗装で使用する場合の適用地域³⁾

飛来塩分量を測定して無塗装使用の適否を判断する際、海岸からの距離、気象条件の相違による地域特性、季節変動、年変動等を十分把握しておくとともに、架橋地点周辺の既存の調査結果等との比較などによって慎重に検討することが重要である。またここでの適用可否の評価はあくまで地域的な環境としての評価であり、地形的要因や部材の細部構造等に支配される局部環境による評価ではないことに注意が必要である。したがって実際の設計にあたっては、それらについて別途所要の耐久性が確保されるよう検討することが重要である。

三者共同研究（旧建設省土木研究所、旧(社)鋼材倶楽部、(社)日本橋梁建設協会の三社による「耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究」）の暴露試験結果とその後追跡した17年暴露試験結果から、このような地域環境での JIS G 3114 に規定する溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材の長期にわたる板厚減少経年変化の推定を図4-23に示す。

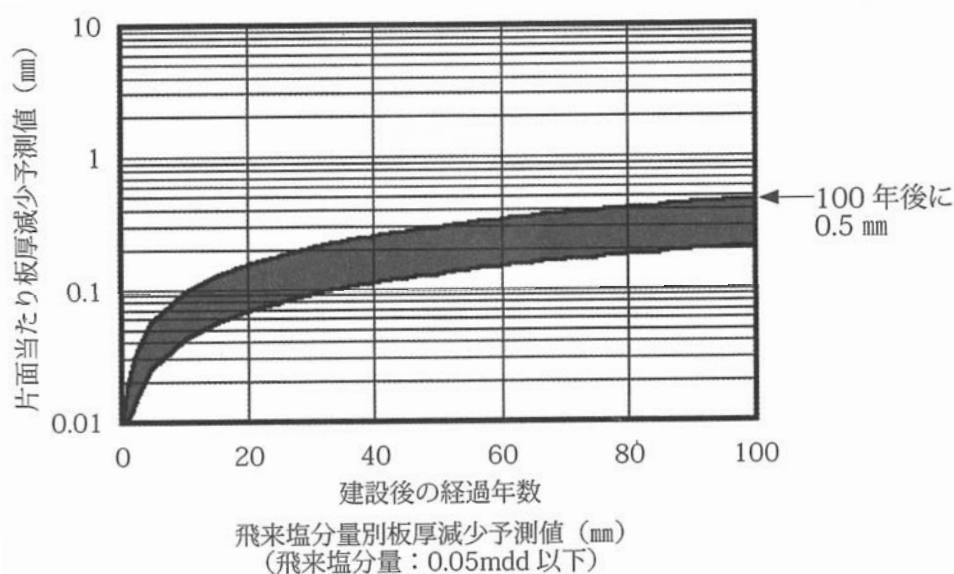


図4-23 JIS 耐候性鋼の腐食予測曲線¹⁰⁾
 (桁内側環境での飛来塩分量 0.05mdd 以下での
 暴露試験結果に基づく回帰予測)

2) 凍結防止剤の塩分に対して

凍結防止剤を大量に散布する路線においては、路面水が交通車両によって飛散し他の近接する橋の部材や当該橋の部材に付着することが考えられる。したがって計画段階では、他路線からの飛散の影響を受ける位置や跳ね返りの影響を受ける斜面や山と接近した位置を避けること（地形環境条件）、または飛散の影響を受ける部位に他の防食法を採用することなどの検討が必要となる。

凍結防止剤が多く散布される高速道路における、さび状態の調査の例では、凍結防止剤と地形環境の関係について次のような配慮が必要であることが示されている。

3) 凍結防止剤散布地域における配慮事項

i) 山に迫った橋においては、路面水の巻き上げが気流により対象橋の桁に掛らない程度に、また湿気がこもらない程度に距離を置くこと。図4-24で示すように、山の地面との関係で水平距離 s が5 m以内で、しかも鉛直距離 h が2 m以内となることを避けるようにする。

ii) 並列橋においては、凍結防止剤を散布する下側の橋から路面水の巻き上げが掛らない程度の距離を置いて上側の橋を配置すること。図4-24で示すように、水平距離 d が3 m以内で、しかも鉛直距離 f が2~10mとなる関係を避けるようにする。

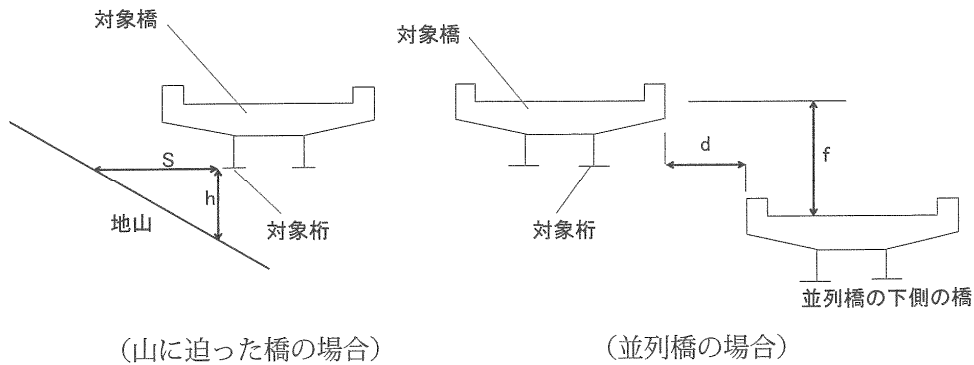


図4-24 凍結防止剤の影響を受ける桁

なお、米国連邦道路庁 (FHWA) では、図4-25の堀割りタイプの立体交差橋の場合、橋と道路面でトンネルのような閉鎖的な空間が形成されることから、交差橋には耐候性鋼材の適用を避けることが提案されている。

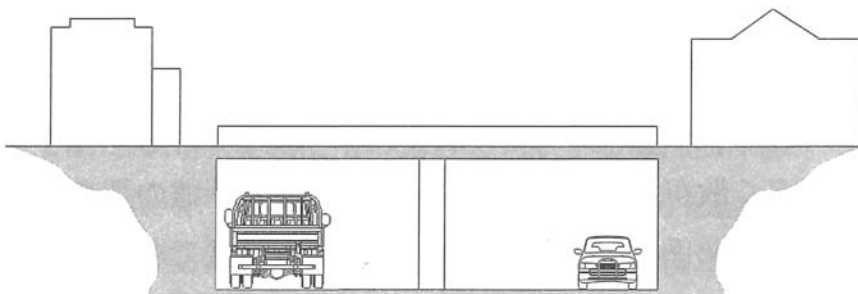


図4-25 堀割りタイプの立体交差橋 (米国連邦道路庁 (FHWA) の例)

3) 水面または植生からの湿気に対して

水面、湿地または植生からの湿気の影響を受けるような地形環境においては、桁が湿潤状態に置かれていると考えられる。過去、湿地面に接した桁、植生に覆われた桁などで層状剥離さびが発生している例もあり、水面や湿地、植生との離間を十分にとるなど、地形との関係を考慮することでも層状剥離さびの発生する危険性を小さくすることが可能であると考えられる。

たとえば米国連邦道路庁（FHWA）では、水面との地形関係について次のような規定を設けている。

- i) 川などの動水面では、桁下フランジなどを水面上 8 フィート（約 2.4m）以上離す。
- ii) 湖水など静水面では、桁下フランジなどを水面上 10 フィート（約 3m）以上離す。

(2) 使用材料

1) 鋼材

主構造部材に使用する耐候性鋼材として、JIS G 3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材及び JIS G 3140 橋梁用高降伏点鋼板（JIS 耐候性鋼材）があるが、使用条件により W タイプと P タイプに区分されている。P タイプは主に塗装を施して使用する鋼材であり、W タイプ（SMA400W、SMA490W、SMA570W、SBHS500W、SBHS700W）は無塗装使用を目的とした鋼材である。

なお、道示Ⅱ鋼橋編では W タイプのみを扱っており、さらに、SBHS の適用にあたっては JIS G 3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材と同等の安全性が確保されるように設計するとともに、製作・施工において所定の品質が確保されることを確認する等、十分な検討が必要であると示されている。

2) 接合材料

耐候性鋼橋梁に用いる高力ボルトは、主要構造部材と同等以上の耐候性能を有する耐候性高力ボルトを用いるものとする。JIS 耐候性鋼材に対応する耐候性高力ボルトは、JIS 等に規格化されてはいないが、JIS B 1186 摩擦接合用高力ボルト・六角ナット・平座金のナットのうち F 10 T、F 8 T、または日本道路協会規格（トルシア形高力ボルト・六角ナット・平座金のナット）のうち S10T に合格するもので、かつ耐候性鋼と同様に耐候性を付与するため、主として Cu、Cr、Ni などを添加したものを使用するのがよい。

3) 耐候性鋼用表面処理剤

流出したさび汁により周辺を汚すことを抑制する必要がある場合には、耐候性鋼材に耐候性鋼用表面処理を施すことも有効である。

耐候性鋼用表面処理剤の基本機能は耐候性鋼材表面の緻密なさび層の形成を助け、架設当初のさびむらの発生やさび汁の流出を防ぐことを目的に開発されている。その他環境作用の緩和や着色などの機能を付随したものなどもあるが、耐候性鋼用表面処理剤の性能については橋ごとにその使用目的に応じて検討するのがよい。

耐候性鋼材に適用する耐候性鋼用表面処理剤は、長期的には風化・消失し、その後は耐候性鋼材表面に緻密なさび層が形成するため、防食機能の向上させることを意図したものではなく、これを塗り替えることは行わない。そのため、適用環境条件は、母材の耐候性鋼材の適用範囲と同等とすることが重要である。従って、耐候性鋼材は耐候性鋼用表面処理剤を塗布しても塩分過多な地域では使用すべきではなく、適用環境外の使用にあたっては環境条件を十分調査・検討のうえ対応することが重要である。

(3) 防食仕様

1) 鋼材

飛来塩分量が 0.05mdd を超えない地域の鋼道路橋に無塗装で使用する構造用鋼材は、(2) 使用材料に示すとおりとする。

飛来塩分量が 0.05mdd を超える地域にはニッケル系高耐候性鋼材の適用も考えられるが、この鋼材の適用可能限界については、現在のところ基準が確立されていないのが現状である。したがって、ニッケル系耐候性鋼材の使用にあたっては適用環境条件を十分調査し、これを反映した適切な暴露試験などによって用いようとする鋼材の適用性を評価・確認するのがよい。

2) 部分塗装

鋼道路橋では、通常橋全体が同一の腐食環境にはなく、例えば橋の端部などは橋の中央部に比べて環境が悪いことが多い。したがって、橋全体の腐食に対する耐久性を均一化させるため、環境の悪い部位に対しては部分的に防食性能の高い他の防食方法を採用することが考えられる。耐候性鋼橋梁でも以下に示すように条件に応じて特定の部位に他の防食法を採用することで、橋全体の耐久性を確保するように配慮する必要がある。

なお、併用される塗装や溶射などの耐候性鋼材以外の防食法それぞれの仕様については、各防食法についての技術資料を参考にするのがよい。その場合に母材が耐候性鋼であるために特別な仕様が求められることはなく、普通鋼材に対する仕様と同様でよい。

また、部分的に他の防食法を適用すれば、その部位についてはその防食法としての点検などの維持管理が必要となる。したがって、構造細部の設計や維持管理設備などの維持管理上必要な措置についても適用するそれぞれの防食法に応じて配慮しなくてはならない。

① 桁の端部

桁の端部は通常の塗装橋梁においても防食に対する配慮が特に必要とされる環境条件の悪い箇所であることから、耐候性鋼橋の桁端部に塗装などの防食法を施す場合にも耐久性に優れた塗装系などを適用するのがよい。例えば、塗装を施す範囲は、桁端から桁高の2倍程度までの範囲を目安に、一般部と同程度の環境とみなせる範囲まで塗装することが基本である。このとき塗装部と無塗装部で外観が異なってくるため、景観上支障とならないように配慮するとよい。

塗装仕様については、色調と日射に考慮して外面用塗装系仕様 C-5 塗装系（耐候性）（表4-22）を適用するとよい。

表4-22 一般外面の塗装仕様 C-5 塗装系（耐候性）

塗装工程		塗装名	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔
工製 場鋼	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2			
	2次素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2			
橋梁 製作 工場	防食地下	無機ジnkリッチペイント	600	75	4時間以内
	ミストコート	エポキシ樹脂塗料下塗	160	-	2日～10日
	下塗	エポキシ樹脂塗料下塗	540	120	1日～10日
	中塗	ふっ素樹脂塗料用中塗	170	30	1日～10日
	上塗	ふっ素樹脂塗料用上塗	140	25	1日～10日

② 箱桁の内面

「内面」とは、箱桁や鋼製橋脚などの閉断面部材の内側の面を指す。箱桁の内面は、閉鎖された空間であり結露も生じやすいなど、耐候性鋼材の適用可能な環境とならない場合が多い。このような場合には、普通鋼材による箱桁と同様に内面用塗装仕様 D-5 塗装系（表4-23）を適用する。

表 4-23 内面用塗装仕様 D-5 塗装系

塗装工程		塗装名	使用量 (g/m ²)	目標膜厚 (μm)	塗装間隔
製鋼工場	素地調整	ブラスト処理 ISO Sa2 1/2			4時間以内
	プライマー	無機ジンクリッチプライマー	(160)	(15)	
橋梁製作工場	2次素地調整	動力工具処理 ISO St3			6ヶ月以内
	第1層	変性エポキシ樹脂塗料内面用	410	120	4時間以内
	第2層	変性エポキシ樹脂塗料内面用	410	120	1日～10日

注).1 プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。

注).2 製鋼工場におけるプライマーは膜厚にて管理する。

③ 摩擦接合面の処理

摩擦接合面の処理は耐候性鋼橋の場合、無機ジンクリッチペイントの塗布、または無塗装が考えられる。無塗装の場合には所要のすべり係数を確保するため、現場接合前に摩擦接合面の浮きさび、油、泥などの汚れを十分に除去するなど配慮することが重要である。

なお、摩擦接合面に無機ジンクリッチペイントを塗布する場合については、母材と同様の状態の塗布となることから製鋼工場での無機ジンクリッチプライマーは不要としてよい。

④ 鉄筋コンクリート床版を持つ箱桁の上フランジ上面

箱桁の上フランジ上面と鉄筋コンクリート床版との間にできる空間は、狭あいかつ閉塞されているためほとんど維持管理を行うことが不可能である。したがって、この部分になる箱桁の上フランジ上面には、耐久性に優れた内面用塗装仕様 D-5 塗装系を適用するのがよい。その他、I 桁等の上フランジ上面と床版コンクリート接触面については、塗装橋と異なりさび汁による汚れを考慮する必要がないことから基本的には無塗装でよい。

⑤ 局部的に環境の悪い部位

局部的に環境の悪い部位とは、凍結防止剤の散布量が多い路線で地山に迫った I 桁橋外桁の下フランジなどが該当する。このような部位では日射、湿潤環境、色調などを考慮して防食法を選定しなくてはならない。従来の例では、たとえば下フランジと腹板の立ち上がり 200mm 程度を内面用塗装仕様としたものがある。また、ニッケル系高耐候性鋼を使用することも考えられるが、局部的な部位にのみ異なった鋼材を接合することは好ましくない。ニッケル系高耐候性鋼材の使用にあたっては、環境と鋼材の性能を把握し暴露実験などによる検証をした上で採用することが必要である。

⑥ 鋼床版上面

架設中の流れさび防止のため鋼床版の上面に塗装を施す場合は、一般の塗装橋梁と同様、舗装材料の特性にあった塗装仕様を選定することが重要である。たとえば、無機ジンクリッチペイント 30 μ m を塗付する例などがある。

3) 支承

耐候性鋼橋梁に使用する支承には、めっき仕様、塗装仕様、耐候性鋼仕様などがあるが、橋の端部の局部環境が悪いこと、及び取り替えが困難であることを考えると塗装やめっきを施すなど十分に防食性能を高めておくのがよい。

4-6 足場用吊金物

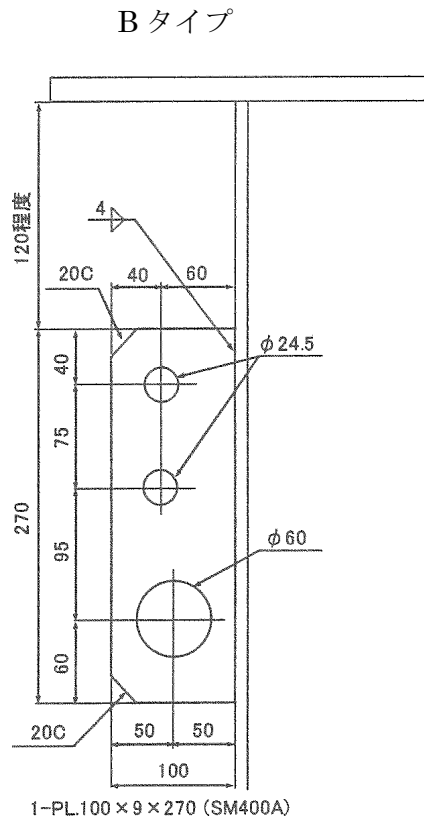
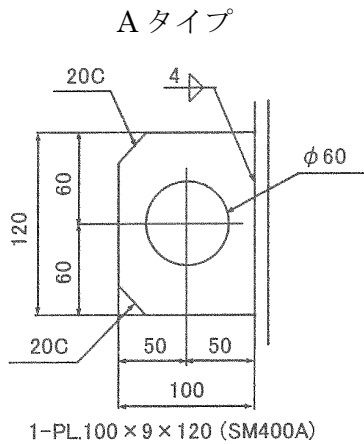
4-6-1 足場用吊金物

床版打設時の支保工の固定、塗装及び維持・補修の足場の固定のために足場用吊り金具を設置する。吊り金具の設置間隔は、橋軸方向に 1.8m 以内とする。

〈腹板取付金具設置に関して〉

- ①桁高が 1.8m 以上の場合は、中段位置に A タイプの金具を設ける。
- ②桁高が 1.8m 未満の場合は、下段位置に A タイプの金具を設ける。なお、取付位置は足場チェーン取付角度を考慮して下フランジ側から 300mm 程度（最大フランジ幅の約 1/2 程度）とする。
- ③上フランジ側取付金具は、溶接施工を考慮してフランジからの離隔を 100mm 以上確保する。
- ④補剛材取付側腹板に取り付ける場合は、補剛材位置から 150mm 程度離れた位置とする。
- ⑤場所打ち床版施工時に型枠設置に B タイプを利用する場合は、取付位置を上フランジ天端から一定とすることで、型枠高さ調整材を一定にできる。なお、外・内桁とも金具タイプは、型枠取付方法により選定し、橋軸方向の設置間隔は、型枠支保工の検討を行った上で決定する。
- ⑥合成床版タイプで型枠不使用の場合は、外・内桁とも A タイプを設置する。
- ⑦下フランジに足場チェーン用クランプを利用する場合は、フランジ塗装面の損傷および、チェーンの引張方向によってはクランプの脱落等の懸念があることから、腹板取付金具を利用することが望ましい。

[吊り金具タイプ]



4-7 架 設

架設工法選定のフローチャートを図4-26に示す。

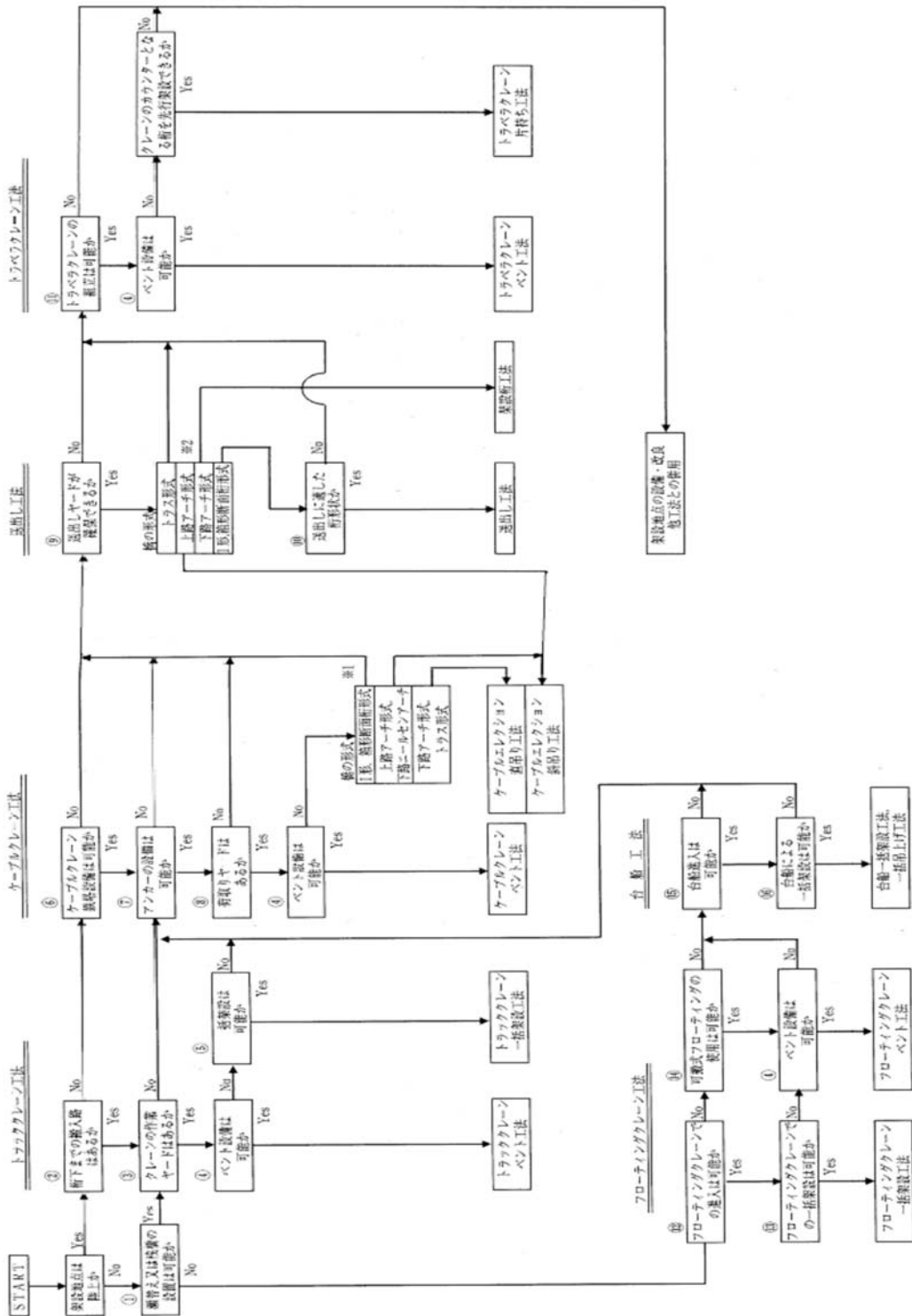
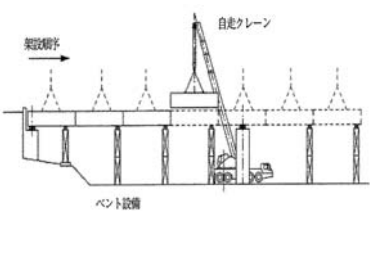
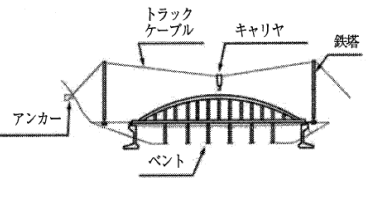
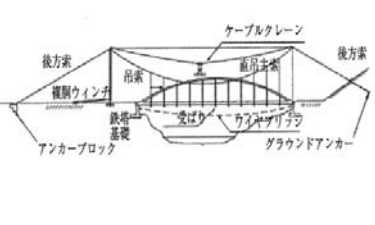
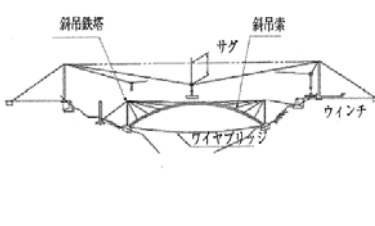
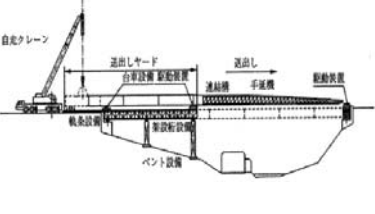


図4-26 架設工法選定のフローチャート

鋼道路橋施工便覧
(H27.3)
図-III.3.2.1

代表的な施工方法を表4-24に示す。

表4-24 代表的な工法の説明

工法	工法等概要図	選定条件	工法の概要	特徴
自走式クレーンによるペント工法		<ol style="list-style-type: none"> 1.高架橋など架設地点の下まで自走クレーン車が進入できる場合 2.作業帯内に流水部がある場合には瀬替えか栈橋を設置可能であること 3.作業帯上空に架空電線などがある場合には防護、又は移設ができること 4.桁下にペントを設置できる場合 	<p>自走クレーンで桁を吊上げて架設する方法である。支間が短く、桁の地組が可能な場合には直接、桁を橋台、橋脚上に架設することが可能であるが、支間が長い場合や桁の地組ができない場合等は、ペントを用いて架設される。</p>	<p>自走クレーン車の機動性を活かすことにより、一般には仮設構造物が少なくすみ、架設工期も短い。桁下が水面の場合でも栈橋を設置するか、瀬替えすることにより適用できる。</p>
ケーブルクレーンによるペント工法		<ol style="list-style-type: none"> 1.海上や河川上で自走クレーン車が進入できない場合 2.两岸に鉄塔、アンカーの設置が可能な場合 3.桁下にペントが設置できる場合 	<p>荷取りを考慮してケーブル鉄塔を設置し、各格点にケーブルクレーンでペントを設置した上で、搬入されてきた部材をケーブルクレーンで吊込み架設する方法である。</p>	<p>アンカーの設置、鉄塔の組立等を、仮設備に多くの日数を必要とするが、支間長に対して桁間隔が少ない橋の架設に適している。各格点にペントを設置するため、桁のそりの調整などが容易である。</p>
ケーブルクレーンによるケーブルエレクション直吊工法		<ol style="list-style-type: none"> 1.桁下が流水部や谷でペント設置ができない場合 2.ケーブル設備及びアンカーブロックが設置できる場合 	<p>仮設構造物はアンカーブロック、鉄塔、主索、吊索、受けばり等からなり、トラック及びビトラーで運搬された部材をケーブルクレーンで吊込み架設する方法である。下方部材から上方部材の順で架設し、各架設段階で桁のそりの上げ越し量を調整しながら架設する。</p>	<p>仮設備が多くなり、架設工期も他の工法と比べて長くなる。ケーブルの伸びによる架設途中の変形量が大きく、桁のそりの調整などの作業が多い。</p>
ケーブルクレーンによるケーブルエレクション斜吊工法		<ol style="list-style-type: none"> 1.桁下が流水部や谷で、ペント設置ができない場合 2.ケーブル設備及びアンカーブロックが設置できる場合 	<p>仮設構造物はアンカーブロック、鉄塔、斜吊索等からなり、トラック及びビトラーで運搬された部材をケーブルクレーンで吊込み、アーチ部材を斜吊索で受けながら閉合し、その後垂直材、補剛桁を架設する方法である。</p>	<p>直吊工法とほぼ同様の仮設備と工期が必要である。支承は、斜吊索のために発生する水平力を下部構造に伝えられる構造とする必要がある。</p>
手延機による送出し工法		<ol style="list-style-type: none"> 1.桁下空間が使用できない場合 2.架設現場の隣接場所で地組が可能である場合 	<p>架設現場の隣接場所で、手延機と橋桁の部分組立、又は全体組立を行って、順次送出す工法である。桁の組立は自走クレーン車、門型クレーン等で行い、送出し装置の設置は現場状況に合ったクレーンを使用して行う。</p>	<p>道路、鉄道等の上で行う架設作業が比較的短時間ですむ。</p>

工法	工法等概要図	選定条件	工法の概要	特徴
架設桁による送出し工法		<ol style="list-style-type: none"> 1. 桁下空間が使用できない場合 2. 部分的にペント設置が可能な場合 3. 前方に手延機の解体ヤードが確保できない場合 	<p>側径間、支間の一部に架設桁を設置し、これを送出しヤードとして順次送出す工法である。桁の組立は自走クレーン車、門型クレーン等で行い、送出し装置の設置は現地状況に合ったクレーンを使用している。</p>	<p>架設ヤードが制限される場合に有利である。仮設備が大規模になる。</p>
トラベラクレーンによる片持ち工法		<ol style="list-style-type: none"> 1. 流水などで桁下に自走クレーン車が進入できない場合 2. 桁下空間が使用できない場合 	<p>カウンターウェイトになる側径間を何らかの方法で架設し、その上でトラベラクレーンを組立てて、連結材を介して片持ちで架設する方法である。部材は、床組上で台車で運搬するのが一般的である。</p>	<p>架設応力が大きくなる場合があるので設計計算書を照査し、各部材の応力及びたわみを考慮して、架設計画を立てる必要がある。</p>
フローティングクレーン工法		<ol style="list-style-type: none"> 1. 適当な水深があり、かつ流れが弱い地点に架設する場合 2. フローティングクレーンが架設地点まで進入できる場合 	<p>工場岸壁、又は現場近くで大ブロックに組立てられた部材を、台船に積んでえい航、又は直接、フローティングクレーンで吊って運搬し、フローティングクレーンで吊込み架設する方法である。</p>	<p>ほぼ完成に近い状態で架設するのが一般的であるため、架設工期が短く、高所作業も少ない。 運搬中、架設中の支持条件が完成系と異なるため架設応力、たわみなどを照査し、補強など十分な検討を行い、架設計画を立てる必要がある。</p>
台船架設		<ol style="list-style-type: none"> 1. 適当な水深があり、かつ流れが弱い地点に架設する場合 2. 台船が架設地点まで進入できる場合 	<p>工場岸壁、又は現場近くにて台船上で大ブロックに組立てられた部材を、現場下までえい航し、以下のいずれか、あるいは組合せて架設する方法がある。 ①ジャッキアップ ②水位の干潮差を利用する。 ③水位の干潮差を利用し、かつ台船の注排水を行う。</p>	<p>橋体の運搬、架設は、フローティングクレーン工法と同じである。ただし、支持状態が橋の下側からとなる。 台船の全体の安全性、局部座屈等も照査する必要がある。</p>
自走クレーンによる大ブロック工法		<ol style="list-style-type: none"> 1. 流水などで桁下に自走式クレーンが進入できない場合 2. 桁下空間が使用できない場合 3. 地組ヤードが確保できる場合 4. 自走クレーンの設置が可能である場合 	<p>後方ヤード、桁下用地等で、支間全体を組立て、ペントなど仮支持を行わずに架設する方法である。</p>	<p>大型の自走クレーンが必要となり、設置ヤードの十分な検討が必要となる。</p>

1 PC橋

5-1 PC橋の設計

5-1-1 適用

PC橋の設計はこの要領によるほか、道路橋示方書Ⅰ共通編（H24.3）及びⅢコンクリート橋編（H24.3）、コンクリート道路橋設計便覧（H6.2）、コンクリート道路橋施工便覧（H10.1）等によることを原則とする。

5-1-2 コンクリート材料

日本道路協会「道路橋示方書」（H24.3）、土木学会「コンクリート標準示方書」（H22.3）、日本道路協会「コンクリート道路橋施工便覧」（H10.1）、全日本建設技術協会「土木構造物標準設計ポストテンション方式単純T桁橋（H6.3）、プレテンション方式PC単純床版橋同T桁橋（H8.3）」及び「プレキャストブロック工法によるプレストレストコンクリートT桁道路橋設計施工指針（案）」（H4.10）によるが、PC橋コンクリートの強度の使い分けは原則として次のように分類する。

$\sigma_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$	プレテンション桁 プレキャストセグメント桁（工場製品）	標準設計プレテンション方式PC単純床版橋同T桁橋3.2（H8.3） 道示Ⅲ17.2（H24.3） 標準設計ポストテンション方式単純T桁橋3.2（H6.3）
$\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	ポストテンションT桁 場所打ポストテンション箱桁橋（片持工法） プレキャストセグメント桁（現地製作）	道示Ⅲ17.2（H24.3） 道示Ⅲ3.2.3（H24.3）
$\sigma_{ck} = 36 \text{ N/mm}^2$	場所打ポストテンション箱桁橋（支保工法） 場所打ポストテンション中空床版橋（支保工法）	道示Ⅲ3.2.3（H24.3）
$\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	ポストテンションT桁橋及びプレテンションT桁橋の横桁・床版場所打コンクリート プレテンション床版橋の中埋コンクリート ポストテンションT桁橋及びプレテンションT桁橋・床版橋の張出床版部（定着部を有する）の場所打コンクリート	道示Ⅲ3.2.3（H24.3）
$\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$	ポストテンションT桁橋及びプレテンションT桁橋の横桁・床版橋の張出床版部（定着部を有しない）の場所打コンクリート 地覆・壁高欄	

5-1-3 PC鋼材・シース

PC鋼材は、原則として道路橋示方書I3.1(H14.3)(表一解3.1.3、表一解3.1.6)に掲載されている材料を使用する。また、シースについてはスパイラルシース(鋼製)を標準としているが、海兵部および山間部で凍結防止剤を散布するような塩害対策が必要な箇所についてはポリエチレンシース等を使用してもよいものとする。

5-1-4 プレグラウトPC鋼材

プレグラウトPC鋼材は、原則として道路橋示方書III19.4.7及びPCプレグラウト&プレグラウトPC鋼材施工マニュアルに掲載されている材料を使用する。

プレグラウトPC鋼材を使用する場合は、必ず担当課と協議すること。

表5-1 PC鋼より線の機械的性質

JIS G 3536

PCグラウト&プレグラウトPC鋼材施工マニュアル表2.1(H18.6)

呼び名	直径(mm)	公称断面積(mm ²)	降伏荷重(kN)	引張荷重(kN)	伸び(%)	リラクセーション値(%)	
						N	L
19本より17.8mm	+0.6 17.8 -0.25	208.40	330以上	387以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下
19本より19.3mm	+0.6 19.3 -0.25	243.70	387以上	451以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下
19本より21.8mm	+0.6 21.8 -0.25	312.90	495以上	573以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下
19本より28.6mm	+0.6 28.6 -0.25	532.40	807以上	949以上	3.5以上	8.0以下	2.5以下

- ※ 降伏荷重は0.2%永久伸びを生じる荷重とする。
- ※ リラクセーション値は、規格引張荷重の70%を初期荷重として、1,000時間後の荷重低下率を示す。またNは通常品、Lは低リラクセーション品を示す。

表5-2 プレグラウト用樹脂の特性

項目	特性値
未硬化時ちよう度	300以上
硬化後の圧縮強度(N/mm ²)	70以上

- ※ ちよう度はJIS K 2220に示された試験方法により定まる無次元の値である。
- ※ 樹脂の圧縮強度はJIS K 6911に示された試験方法で測定する。

樹脂は表5-3に示す3タイプを標準とし、工事現場の使用環境や条件に応じて適したタイプを選択・使用する。

表5-3 プレグラウト用樹脂の種類

タイプ	使用条件
通常	保管時最高温度 25℃以下、コンクリート硬化時最高温度60℃以下
暑中	保管時最高温度 40℃以下、コンクリート硬化時最高温度75℃以下
寒冷地	使用環境での月平均温度 0℃以下、コンクリート硬化時最高温度55℃以下

- ※ 寒冷地タイプの選定に必要な気温は、施工地域の理科年表などによるデータを参考として良い。
- ※ 寒冷地タイプは、鋼材搬入から緊張までの月平均気温が0℃以下が採用条件であり、保管温度も同様な管理となるため、保管には十分な注意が必要である。
- ※ 納入から緊張までの期間は1ヶ月とする。

PCグラウト&プレグラウトPC鋼材施工マニュアル表2.3(H18.6)

PCグラウト&プレグラウトPC鋼材施工マニュアル表2.4(H18.6)

5-1-5 PC定着工法

設計に用いるPC定着工法は、次の種類の中なら、現場条件により、適宜選定するものとする。

表5-4 PC定着工法の分類

コンクリート道路
橋施工便覧
表8.1(H10.1)

[大分類]	[小分類]	[定着工法]	[PC鋼材のシステム]	[構成線材]		
定着装置の形式	クサビ形式	内クサビ形式	FKKフレシネー工法 (Tシステム)	マルチストランド	S12.7, 15.2	
			スリーストランド工法	マルチストランド	S10.8, 12.4, 15.2	
			アンダーソン工法	マルチストランド	S9.5, 11.1, 12.4	
		二重クサビ形式	OBC工法	マルチストランド	S9.3, 12.4	
			SWA工法	マルチストランド	S7.9, 9.3, 10.8	
			FKKフレシネー工法 (Vシステム)	マルチストランド	S12.7, 15.2	
			SEEE・PAC工法	マルチストランド	S12.4, 12.7, 15.2	
		外クサビ形式	VSL工法	マルチストランド	S12.4, 12.7, 15.2	
			CCL工法	マルチストランド	S12.4, 12.7, 15.2	
			BBR工法(コナマルチシステム)	マルチストランド	S12.4, 12.7, 15.2	
			ディビダーク工法(ケーブルシステム)	マルチストランド	S15.2	
			ストロングホールド工法	マルチストランド	S12.4, 12.7, 15.2	
		ネジ形式	圧着ネジ形式	SEEE工法	マルチストランド	S8.1, 9.5, 11.1
				鋼棒ネジ形式	普通PC鋼棒	バー
	ディビダーク工法(鋼棒システム)		バー		B26, 32	
	FAB工法		バー		B26, 32	
	BBR工法(Vシステム)		マルチワイヤー		W5, 7	
	製頭ネジ形式		OSPA工法	マルチワイヤー	W5, 7	
		合金ネジ形式	安部ストランド工法	シングルストランド	S20.6, 26.8, 45.2	
	レオパネジ形式	レオパ工法	マルチワイヤー	W5, 8		
ループ扇状形式	パウル・レオンハルト工法	マルチストランド	S9.3, 12.4			

参考文献：PC定着工法(1988年版)，PC技術協会

この他に、斜張ケーブル・外ケーブル・アンボンドケーブル・新素材ケーブル・アフターボンドケーブル等があるが、それらについては、「PC定着工法」((社)プレストレストコンクリート技術協会)を参照すること。

5-1-6 ケーブルシステム

ケーブルシステムは、原則として次の図5-1によること。

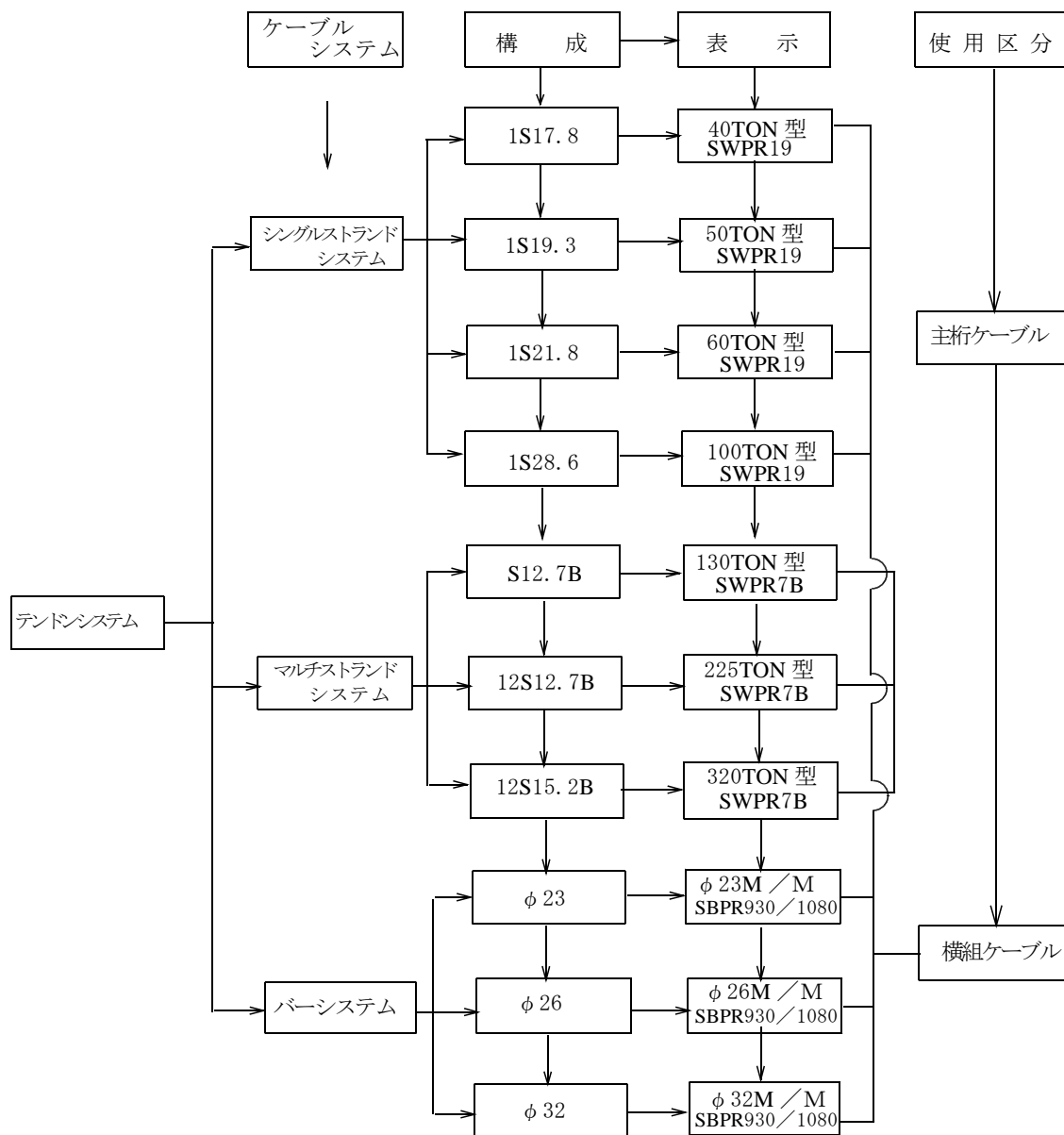


図5-1 ケーブルシステムの一般的な流れ

5-1-7 PC橋の横締めについて

横締め用PC鋼材は、シングルストランドを標準とする。

5-1-8 鉄筋の重ね継手長について

PC構造における異種径鉄筋の重ね継手長は、細径を基本として重ね継手長を算出する。

5-1-9 鉄筋のかぶりについて

場所打ち中空床版橋や箱桁橋の最小被りに関しては、施工用鉄筋に関しても所定の鉄筋かぶりを確保すること。

5-1-10 PC工法の耐久性向上について

コンクリート部材の設計にあたっては、経年的な劣化による影響を考慮するものとする。

- (1) コンクリート構造物は、塩害により所要の耐久性が損なわれないようにするものとする。
- (2) 表5-6に示す地域においては、かぶりの最小値を表5-5に示す値以上とする等の対策を行うことにより(1)を満足するとみなしてよい。

道示Ⅲ5.1
(H24.3)

表5-5 塩害の影響による最小かぶり (mm)

塩害の影響の度合い	構造 対策 区分	(1) 工場で製作されるプレストレストコンクリート構造	(2) (1)以外のプレストレストコンクリート構造	(3) 鉄筋コンクリート構造
		影響が激しい	S	70 ^{*1}
影響を受ける	I	50	70	
	II	35	50	70
	III			50
影響を受けない	道示6.6.1「鋼材のかぶり」による			

道示Ⅲ表5.2.1
(H24.3)

*1 塗装鉄筋の使用又はコンクリート塗装を併用

表5-6 塩害の影響地域

地域区分	地域	海岸線からの距離	塩害の影響度合いと対策区分	
			対策区分	影響度合い
A	沖縄県	海上部及び海岸線から100mまで	S	影響が激しい
		100mをこえて300mまで	I	影響を受ける
		上記以外の範囲	II	
B	図5.2及び表5.7に示す地域	海上部及び海岸線から100mまで	S	影響が激しい
		100mをこえて300mまで	I	影響を受ける
		300mをこえて500mまで	II	
		500mをこえて700mまで	III	
C	上記以外の地域	海上部及び海岸線から20mまで	S	影響が激しい
		20mをこえて50mまで	I	影響を受ける
		50mをこえて100mまで	II	
		100mをこえて200mまで	III	

道示Ⅲ表5.2.2
(H24.3)

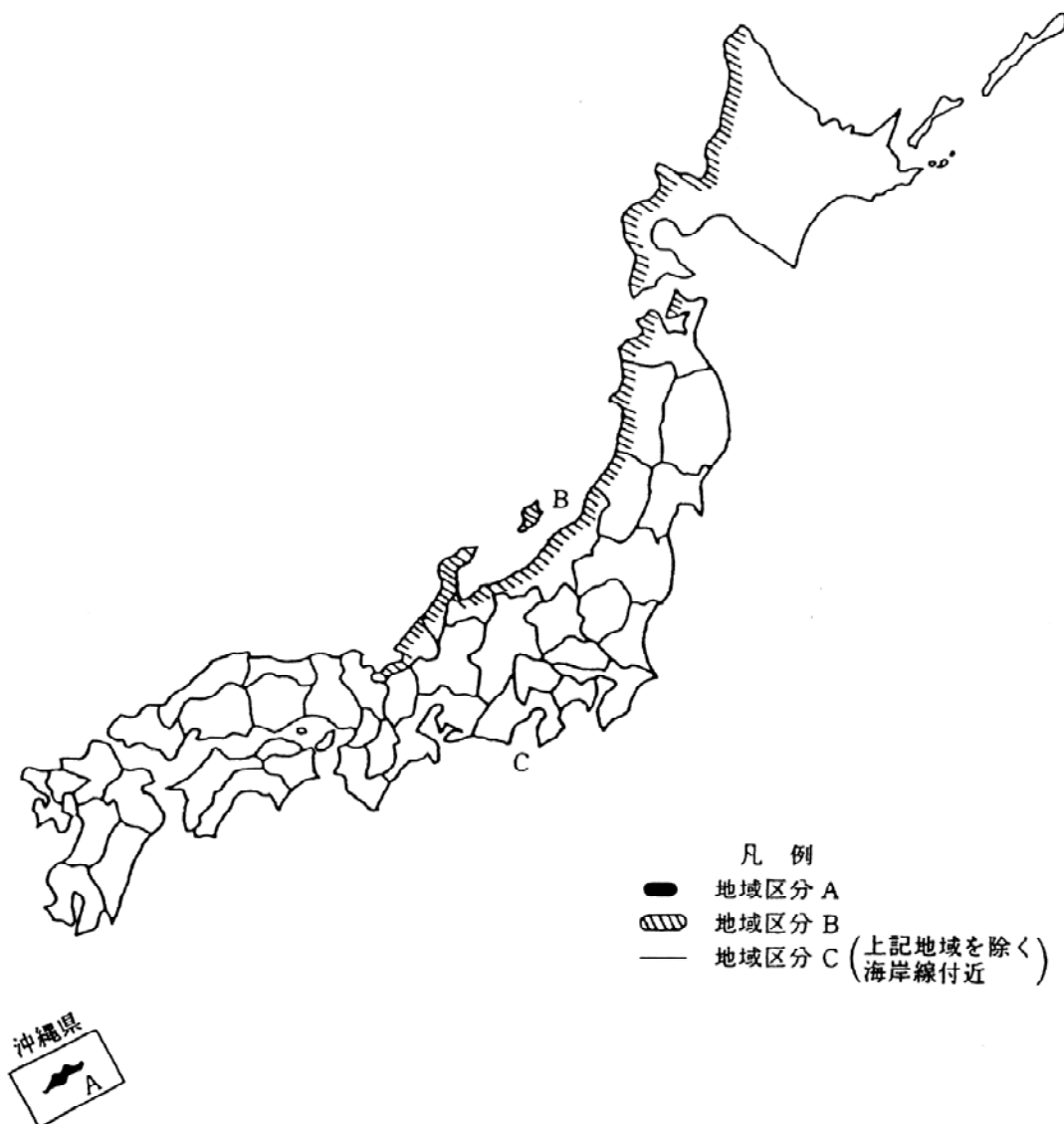


図5-2 塩害の影響の度合いの地域区分

表5-7 地域区分Bとする地域

<p>北海道のうち、宗谷支庁の札文町・利尻富士町・利尻町・稚内市・猿払村・豊富町、留萌支庁、石狩支庁、後志支庁、檜山支庁、渡島支庁の松前町 青森県のうち、蟹田町、今別町、平館村、三厩村（東津軽郡）、北津軽郡、西津軽郡、大間町、佐井村、脇野沢村（下北郡） 秋田県、山形県、新潟県、富山県、石川県、福井県</p>
--

5-1-1-1 端部および中間支点上のジャッキアップについて

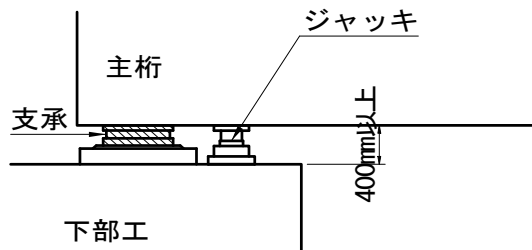
橋座部は、支承の点検・補修などが確実にできる空間を確保すること。

また、支承交換や桁端部の補修が容易に行えるよう、桁の仮受け等を想定して強度を確保するなど構造的配慮を行うこと。

(1) 支承取替えジャッキアップスペースの確保

支承取替えのジャッキアップに伴う桁下空間は、施工性を考え400mm以上確保すること。

また、平面空間は、仮支点の位置や反力に応じたジャッキの種類・能力を設定し、支点上横桁あるいは支承前面等に必要な空間を適切に確保すること。



支承取替えジャッキアップスペース【イメージ図】

(2) 支承取替えに伴うジャッキアップ補強

支承取替えに伴う仮支点箇所は、維持管理のためのジャッキアップ補強をあらかじめ行っておくことが望ましい。ジャッキアップ位置を端横桁あるいは支承前面の主桁に設ける場合は、ジャッキアップ反力に備え十分に補強しなければならない。

また、下部工橋座部についても、ジャッキアップ反力に備え鉄筋により十分に補強しなければならない。

(3) 支承取替え図

支承取替え構造は、今後の維持管理への活用を目的とし、施工要領図として作成、保管しなければならない。

道示IV

(H24. 3)

8. 6 (p229)

道路橋支承便覧

(H16. 4)

(p185)

道示IV

(H24. 3)

8. 6 (p229)

5-2 ポステン桁及びプレテン桁の標準構造

5-2-1 ポステン桁及びプレテン桁の適用支間

プレテンション型式の支間は24m以下、ポストテンション型式の場合は20m以上を原則とする。プレテンション方式において、トレーラーによる陸路輸送が伴う場合、車長が12m以上の場合運搬経路について、道路管理者等、関係機関の許可が必要であるので、方式決定にあたっては経路等、充分調査検討しなければならない。

5-2-2 ポステン桁及びプレテン桁の標準桁高

標準設計プレテンション方式PC単純床版橋同T桁橋 (H8.3)
3.2

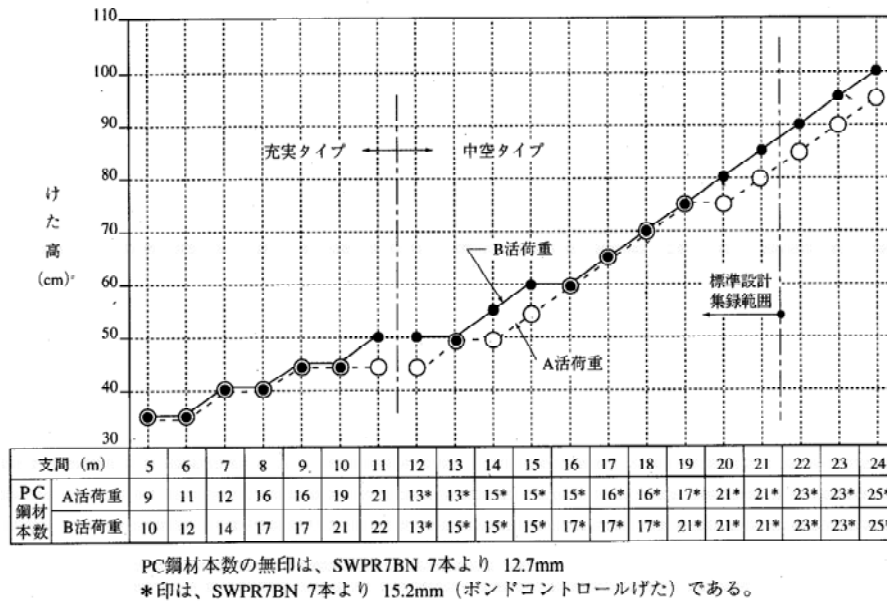


図5-3 床版橋

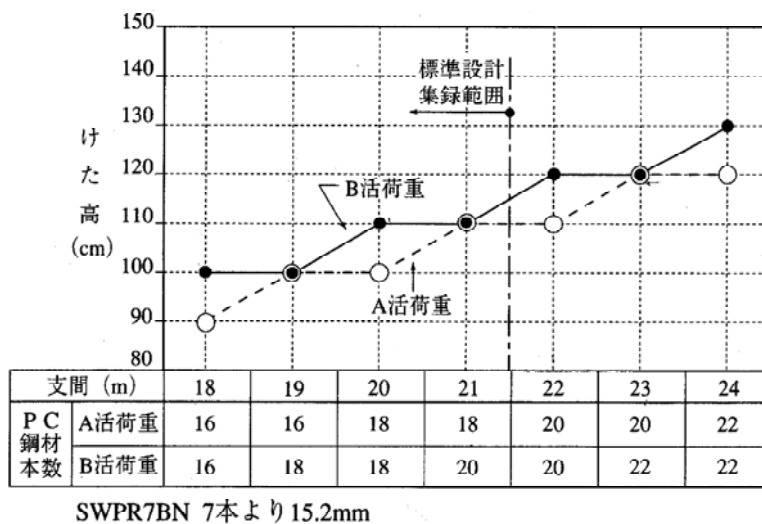
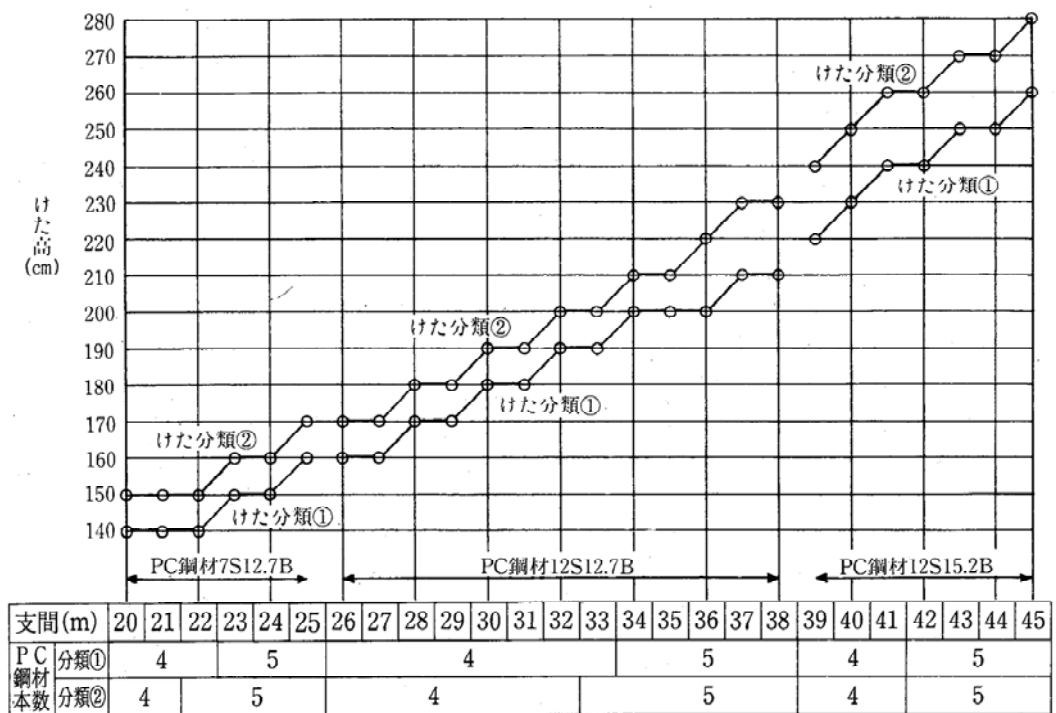


図5-4 プレテンT桁橋

標準設計 (H8.3) より抜粋



標準設計ポストテンション方式単純T桁橋 (H6.3) 3.2

図5-5 ポステンT桁橋

標準設計 (H6.3) より抜粋

5-2-3 ポステン桁及びプレテン桁の標準桁配置

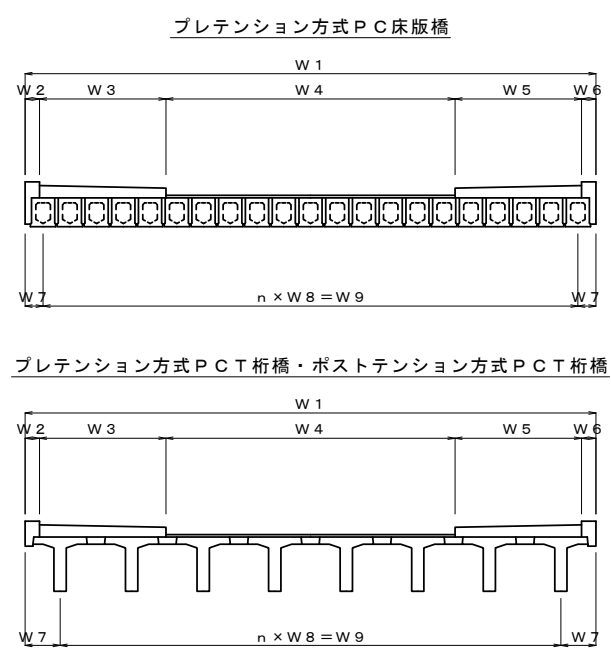


図5-6

表5-8

記号	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	n	W8	W9
プレテンション方式PC床版橋	5.200	0.600	0.000	4.000	0.000	0.600	0.440	6.000	0.720	4.320
	8.200	0.600	0.000	7.000	0.000	0.600	0.450	10.000	0.730	7.300
	9.200	0.600	0.000	8.000	0.000	0.600	0.475	11.000	0.750	8.250
	9.700	0.600	0.000	8.500	0.000	0.600	0.470	12.000	0.730	8.760
	10.200	0.600	0.000	9.000	0.000	0.600	0.480	12.000	0.770	9.240
	10.700	0.600	0.000	9.500	0.000	0.600	0.475	13.000	0.750	9.750
	11.500	0.400	3.000	7.500	0.000	0.600	0.500	14.000	0.750	10.500
	12.000	0.400	3.500	7.500	0.000	0.600	0.450	15.000	0.740	11.100
	12.500	0.400	3.500	8.000	0.000	0.600	0.475	15.000	0.770	11.550
	12.500	0.400	3.000	8.500	0.000	0.600	0.475	15.000	0.770	11.550
	13.000	0.400	3.500	8.500	0.000	0.600	0.500	16.000	0.750	12.000
	13.500	0.400	3.000	9.500	0.000	0.600	0.460	17.000	0.740	12.580
	13.800	0.400	3.000	7.000	3.000	0.400	0.525	17.000	0.750	12.750
	14.000	0.400	3.500	9.500	0.000	0.600	0.455	17.000	0.770	13.090
	14.300	0.400	3.000	7.500	3.000	0.400	0.490	18.000	0.740	13.320
	15.000	0.400	3.000	11.000	0.000	0.600	0.470	19.000	0.740	14.060
	15.300	0.400	3.000	8.500	3.000	0.400	0.525	19.000	0.750	14.250
	15.500	0.400	3.500	11.000	0.000	0.600	0.550	20.000	0.720	14.400
	15.800	0.400	3.500	8.000	3.500	0.400	0.500	20.000	0.740	14.800
	16.300	0.400	3.500	8.500	3.500	0.400	0.450	20.000	0.770	15.400
17.300	0.400	3.500	9.500	3.500	0.400	0.510	22.000	0.740	16.280	
17.800	0.400	3.500	10.000	3.500	0.400	0.540	22.000	0.760	16.720	
18.800	0.400	3.500	11.000	3.500	0.400	0.520	24.000	0.740	17.760	

記号	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	n	W8	W9
プレテンション方式PC T桁橋	5.200	0.600	0.000	4.000	0.000	0.600	0.560	4.000	1.020	4.080
	8.200	0.600	0.000	7.000	0.000	0.600	0.565	7.000	1.010	7.070
	9.200	0.600	0.000	8.000	0.000	0.600	0.560	8.000	1.010	8.080
	9.700	0.600	0.000	8.500	0.000	0.600	0.570	8.000	1.070	8.560
	10.200	0.600	0.000	9.000	0.000	0.600	0.555	9.000	1.010	9.090
	10.700	0.600	0.000	9.500	0.000	0.600	0.580	9.000	1.060	9.540
	11.500	0.400	3.000	7.500	0.000	0.600	0.600	10.000	1.030	10.300
	12.000	0.400	3.500	7.500	0.000	0.600	0.600	10.000	1.080	10.800
	12.500	0.400	3.500	8.000	0.000	0.600	0.585	11.000	1.030	11.330
	12.500	0.400	3.000	8.500	0.000	0.600	0.585	11.000	1.030	11.330
	13.000	0.400	3.500	8.500	0.000	0.600	0.560	11.000	1.080	11.880
	13.500	0.400	3.000	9.500	0.000	0.600	0.570	12.000	1.030	12.360
	13.800	0.400	3.000	7.000	3.000	0.400	0.600	12.000	1.050	12.600
	14.000	0.400	3.500	9.500	0.000	0.600	0.580	12.000	1.070	12.840
	14.300	0.400	3.000	7.500	3.000	0.400	0.585	13.000	1.010	13.130
	15.000	0.400	3.000	11.000	0.000	0.600	0.610	13.000	1.060	13.780
	15.300	0.400	3.000	8.500	3.000	0.400	0.580	14.000	1.010	14.140
	15.500	0.400	3.500	11.000	0.000	0.600	0.610	14.000	1.020	14.280
	15.800	0.400	3.500	8.000	3.500	0.400	0.620	14.000	1.040	14.560
	16.300	0.400	3.500	8.500	3.500	0.400	0.590	14.000	1.080	15.120
17.300	0.400	3.500	9.500	3.500	0.400	0.625	15.000	1.070	16.050	
17.800	0.400	3.500	10.000	3.500	0.400	0.580	16.000	1.040	16.640	
18.800	0.400	3.500	11.000	3.500	0.400	0.560	17.000	1.040	17.680	

記号	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	n	W8	W9
ホストテンション方式PC T桁橋	9.200	0.600	0.000	8.000	0.000	0.600	0.920	4.000	1.840	7.360
	9.700	0.600	0.000	8.500	0.000	0.600	0.910	4.000	1.970	7.880
	10.700	0.600	0.000	9.500	0.000	0.600	0.910	4.000	2.220	8.880
	11.500	0.400	3.000	7.500	0.000	0.600	0.925	5.000	1.930	9.650
	12.000	0.400	3.000	8.000	0.000	0.600	0.925	5.000	2.030	10.150
	12.500	0.400	3.000	8.500	0.000	0.600	0.925	5.000	2.130	10.650
	13.500	0.400	3.000	9.500	0.000	0.600	0.930	6.000	1.940	11.640
	13.800	0.400	3.000	7.000	3.000	0.400	0.930	6.000	1.990	11.940
	14.300	0.400	3.000	7.500	3.000	0.400	0.910	6.000	2.080	12.480
	14.800	0.400	3.000	8.000	3.000	0.400	0.920	6.000	2.160	12.960
	15.000	0.400	3.000	11.000	0.000	0.600	0.930	6.000	2.190	13.140
	15.300	0.400	3.000	8.500	3.000	0.400	0.960	6.000	2.230	13.380
	16.300	0.400	3.000	9.500	3.000	0.400	0.940	7.000	2.060	14.420
	16.800	0.400	3.000	10.000	3.000	0.400	0.910	7.000	2.140	14.980
	17.800	0.400	3.000	11.000	3.000	0.400	0.940	8.000	1.990	15.920

支間38m以下

記号	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	n	W8	W9
ホストテンション方式PC T桁橋	9.200	0.600	0.000	8.000	0.000	0.600	1.045	3.000	2.370	7.110
	9.700	0.600	0.000	8.500	0.000	0.600	1.130	3.000	2.480	7.440
	10.700	0.600	0.000	9.500	0.000	0.600	1.050	4.000	2.150	8.600
	11.500	0.400	3.000	7.500	0.000	0.600	1.050	4.000	2.350	9.400
	12.000	0.400	3.000	8.000	0.000	0.600	1.040	4.000	2.480	9.920
	12.500	0.400	3.000	8.500	0.000	0.600	1.050	5.000	2.080	10.400
	13.500	0.400	3.000	9.500	0.000	0.600	1.050	5.000	2.280	11.400
	13.800	0.400	3.000	7.000	3.000	0.400	1.050	5.000	2.340	11.700
	14.300	0.400	3.000	7.500	3.000	0.400	1.050	5.000	2.440	12.200
	14.800	0.400	3.000	8.000	3.000	0.400	1.040	6.000	2.120	12.720
	15.000	0.400	3.000	11.000	0.000	0.600	1.050	6.000	2.150	12.900
	15.300	0.400	3.000	8.500	3.000	0.400	1.050	6.000	2.200	13.200
	16.300	0.400	3.000	9.500	3.000	0.400	1.040	6.000	2.370	14.220
	16.800	0.400	3.000	10.000	3.000	0.400	1.050	6.000	2.450	14.700
	17.800	0.400	3.000	11.000	3.000	0.400	1.060	7.000	2.240	15.680

支間38m以上

標準設計プレテンション方式PC単純床版橋同T桁橋 (H8.3)

3.1

標準設計ポストテンション方式単純T桁橋

(H6.3)

3.1

5-2-4 縦断勾配の処理

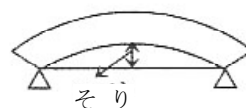
- 1 縦断勾配が変化している場合は主桁端部は鉛直に設計製作する。
- 2 ポステンション桁で縦断曲線がある場合の主桁は舗装厚で加減できる範囲までは主桁を縦断勾配にあわせ直線桁に設計する。舗装厚調整出来ない縦断曲線部の主桁はその縦断曲線に合わせて主桁を設定するのがよい。その場合の主桁製作台は縦断曲線と主桁のプレストレスによるそり等を充分計算の上施工しなければならない。(製作台の下げ越し)
- 3 プレテンション桁では主桁製作台は水平に据えつけられているためクリープ、乾燥収縮などにより製作そりが生じる。一般に表5-9を参考に縦断厚計画舗装を決定する。

・そり量の標準値

橋桁製作後、90日経過した時点で生ずるたわみをそり量の標準値として表5-9に示す。

表5-9 そり量の標準値

	A 活荷重対応			B 活荷重対応			
	呼び名	支間ℓ(m)	そり量(cm)	呼び名	支間ℓ(m)	そり量(cm)	
ス ラ ブ 橋 げ た	AS 05	5.2	0.5	BS 05	5.2	0.5	
	AS 06	6.2	1.0	BS 06	6.2	1.0	
	AS 07	7.2	0.5	BS 07	7.2	1.0	
	AS 08	8.2	1.0	BS 08	8.2	1.5	
	AS 09	9.2	1.0	BS 09	9.2	1.0	
	AS 10	10.2	1.5	BS 10	10.2	2.0	
	AS 11	11.2	2.0	BS 11	11.2	1.5	
	AS 12	12.2	3.0	BS 12	12.2	3.0	
	AS 13	13.2	3.0	BS 13	13.2	4.0	
	AS 14	14.2	4.0	BS 14	14.2	4.0	
	AS 15	15.2	4.0	BS 15	15.2	4.0	
	AS 16	16.2	4.0	BS 16	16.2	5.0	
	AS 17	17.2	4.5	BS 17	17.2	5.0	
	AS 18	18.2	4.5	BS 18	18.2	4.5	
	AS 19	19.2	4.0	BS 19	19.2	5.0	
	AS 20	20.2	5.0	BS 20	20.2	5.0	
	AS 21	21.2	5.0	BS 21	21.2	5.5	
	AS 22	22.2	5.0	BS 22	22.2	5.0	
	AS 23	23.2	5.0	BS 23	23.2	4.5	
	AS 24	24.2	5.5	BS 24	24.2	5.5	
	け た 橋 げ た	AG 18	18.2	6.0	BG 18	18.2	5.5
		AG 19	19.2	5.5	BG 19	19.2	6.5
		AG 20	20.2	6.5	BG 20	20.2	6.0
		AG 21	21.2	6.5	BG 21	21.2	7.0
AG 22		22.2	7.0	BG 22	22.2	7.5	
AG 23		23.2	7.0	BG 23	23.2	7.5	
AG 24	24.2	7.5	BG 24	24.2	8.0		



製造便覧
(H16.6)

製造便覧
(H16.6)
表9.2

注) 材令90日, クリープ係数φ=1.3として算出した。

4 余盛り

(1) 余盛り

余盛りを行う場合は図5-7のように桁端に向かって放物線状に上縁の高さを変えて余盛りをつけ、そりが生じた時点での桁上面が直線状になるように調整する。けた橋桁の場合、桁端部付近においては余盛りのための床版厚さが厚くなり横締めPC鋼材の位置及び鉄筋の形状が規格と異なるので検討を要する。

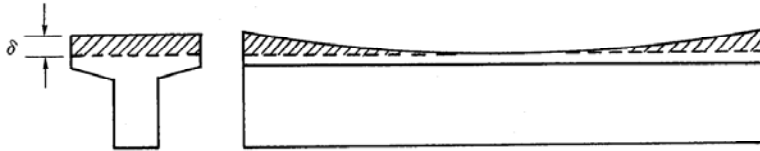


図5.77 余盛り

(2) 余盛りによるコンクリート体積

$$V = \frac{B \cdot \delta \cdot L}{3}$$

ここに、 V : 余盛りによるコンクリート体積

δ : そりの高さ (けた端)

L : けた長

B : PC けたの上幅

5-2-5 横断勾配の処理

概要

曲線区間内の橋梁は、横断勾配の処理とシフト量の処理をいかにするかが重要である。横断勾配の処理方法としては、工場製品であるプレテンション床版橋、T桁橋と、現地製作のポストテンションプレキャスト桁とは少し趣が異なる。一般には次の方法が考えられる。

- 1 桁自体を傾斜させ架設して処理する方法。
- 2 桁をある程度傾斜させて架設し、残りを舗装の厚みで処理する方法。
- 3 桁の上縁だけを傾けて製作、架設して舗装厚さをなるべく薄くする方法。

これらの中から適当な方法を組み合わせることによって施工しているが、判断基準としては次の値を標準としている。

製造便覧
(H16.6)
9.5.2

製造便覧
(H14.3)
9.3.2

(1) 工場製品（プレテンション桁）

(1)－1 床版橋

横断勾配4%までは主桁を傾斜させて、橋面勾配に合わせて据え付ける。
4%以上8%までは舗装で調整する。

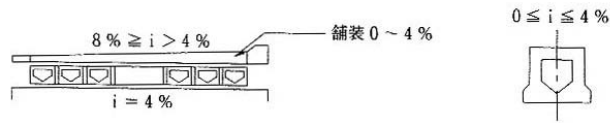


図5-8

(1)－2 T桁橋

プレキャスト桁は原則として鉛直に据付けるものとする。
なお、横断勾配の調整を行う場合は下記による。

1) $i \leq 4\%$

上フランジ厚さを橋面勾配に合わせて調整する。

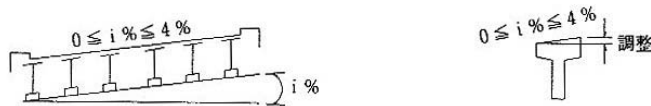


図5-9

2) $4\% < i \leq 8\%$

上フランジ厚さを4%とし残りは舗装で調整する。

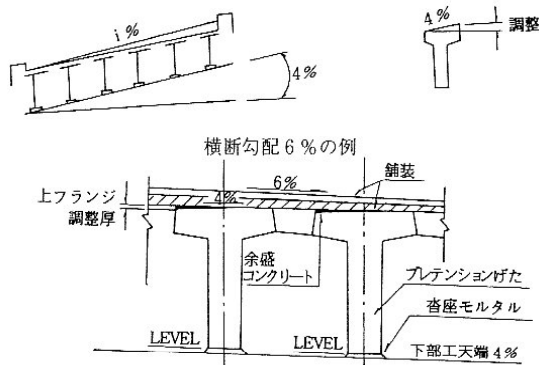


図5-10

プレストレストコンクリート構造物図集(第1編)1-4 (S63.3)

プレストレストコンクリート構造物図集(第1編)1-4 (S63.3)

プレストレストコンクリート構造物図集(第1編)1-4 (S63.3)

(2) 現地製作桁（ポストテンションプレキャスト桁）

1) $0\% < i \leq 6\%$

桁を垂直に据え桁座は、その横断勾配にする。また、フランジの傾斜はハンチで調整する。

ただし、2%までは上フランジ厚による調整も可能。

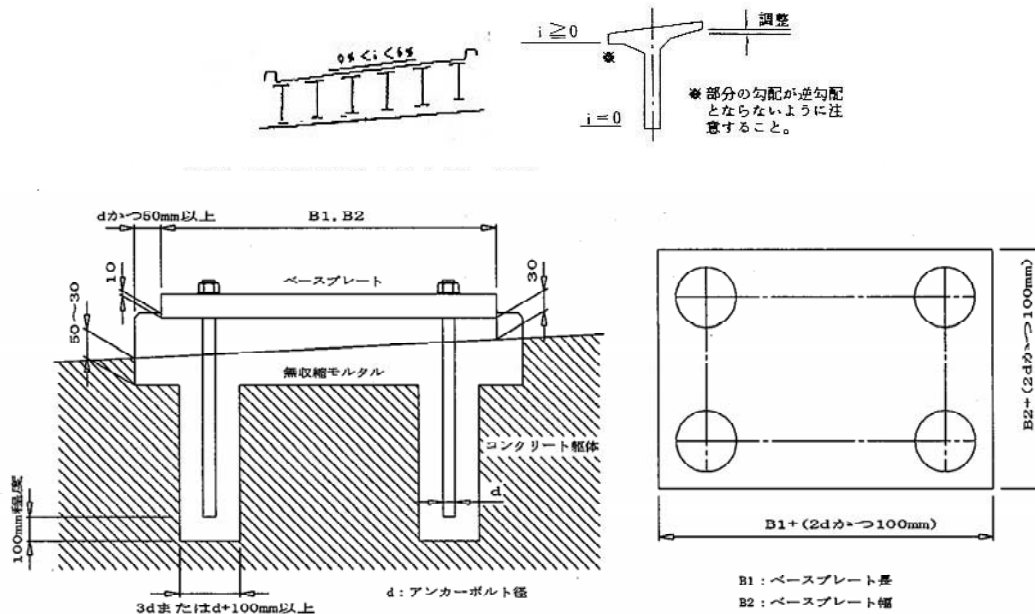


図 5-11

注) 下部構造天端上のHが100~150mmとなる場合は、台座コンクリートが必要となる。…………… 支承便覧

2) $6\% < i \leq 8\%$

6%以上の勾配は舗装で調整する。

※主桁の型枠の転用を充分考慮することが必要である。

(3) 場所打ち（支保工）桁

現場打ち桁の場合は、容易に横断勾配の処理が可能であるため、特別横断勾配の処理について問題にならない。

主桁断面の形状は次のようにする。



図 5-12

プレストレストコンクリート構造物図集(第1編)1-4 (S63.3)

支承便覧5.2.2 (H16.4)

プレストレストコンクリート構造物図集(第1編)1-4 (S63.3)

5-2-6 横桁配置

- (1) 支点上には必ず横桁を配置する。
- (2) 横桁は等間隔に配置するのが望ましい。
- (3) 1 径間につき 1 箇所以上かつ 15m 以下の間隔で中間横桁を設けるのを標準とする。

ただし、PC 床版を有する斜角 70° 以上の T 桁端については、中間横桁を 30m 以下の間隔で設けてもよいが、道示 III 9. 2 解説に規定する床版最小全厚の増加等の処置を行う。

- (4) 横桁の数は図 5-13 を標準とする。

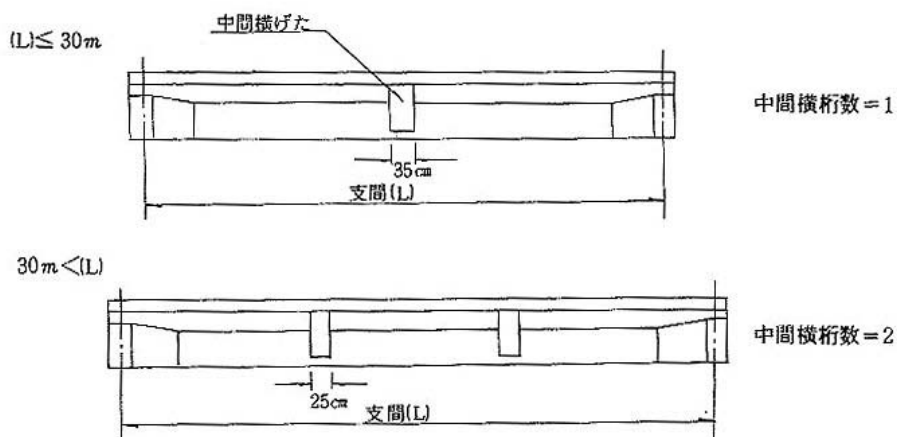


図 5-13

5-2-7 地覆

地覆の配筋は橋梁附属物標準図集を参考とする。

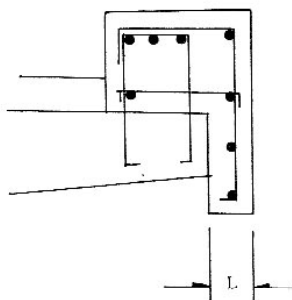


図 5-14

- 1) 図 5-14 の L については、横断定着部における必要寸法以上を確保すること。特に斜角を有する場合は最小部材位置で所定のかぶりが確保できるようにする。
- 2) 主桁上フランジには直端 ($\theta = 90^\circ$) 以外は切欠きを設けることを標準とし、支圧板は $\theta \geq 75^\circ$ では標準プレートを使用し、 $\theta < 75^\circ$ では切欠き + 異形プレートを使用する。

道示 III
(H24. 3)
9. 2

コンクリート道路
橋設計便覧
(H6. 2)
13. 3. 2

表5-10

シングルストランド			P C 鋼 棒		
使用材料	記号	寸法(mm)	使用材料	記号	寸法(mm)
1S17.8	a	25	φ23	a	24
	b	60		b	4
	c	10		c	36
	d	30		d	30
	e	35		e	35
	L	160		L	129
1S19.3	a	25	φ26	a	27
	b	60		b	4
	c	10		c	40
	d	30		d	30
	e	35		e	35
	L	165		L	136
1S21.8	a	28	φ32	a	33
	b	75		b	4.5
	c	10		c	49
	d	30		d	30
	e	35		e	35
	L	178		L	151.5
1S28.6	a	32			
	b	100			
	c	10			
	d	30			
	e	35			
	L	217			

注) 塩害対策地域においてはeを増厚すること。

5-2-8 端部PC鋼材について

横締ケーブルを橋軸直角方向に配置した場合には両側部に温度変化やコンクリートの乾燥収縮によって生じる引張応力に対して用心鉄筋を配置するかPC鋼材で補強しておかなければならない。

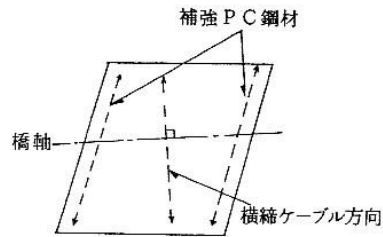


図5-15

道示Ⅲ
(H24.3)
8.4

5-2-9 横締めPC鋼材の定着部

横締めPC鋼材の定着部は、次のような処置を行っておく必要がある。

(1) 直橋の場合

① スラブ橋桁

ウェブの外側の面は、PC鋼材となす角度が直角であるので特別な処理を行う必要はない。

② けた橋桁

横締めPC鋼材のアンカープレートは、緊急時にコンクリート面に当てて取り付けるので、その当たり面をPC鋼材に直角にする必要がある。一般的には、外桁上フランジの外側の面を直角に製作するが、製作の便のため傾斜が付いている場合は図5-16のような処理を行う。

製造便覧
(H16.6)
9.1.1

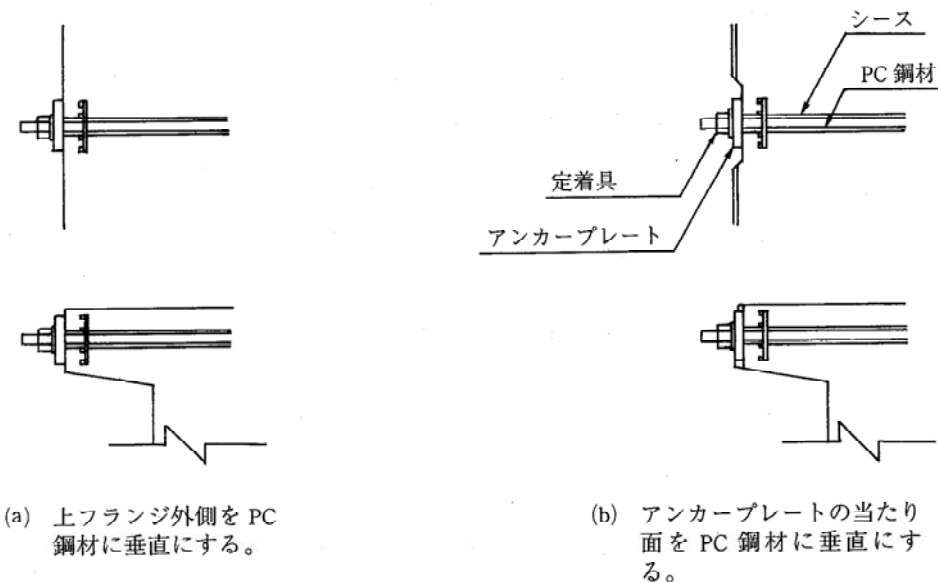


図5-16 上フランジ側面の処理

(2) 斜橋の場合

緊張方向と支圧面が斜角を有する場合、支圧面には水平分力が発生するため、施工上その対策を講じておく必要がある。定着部の処理方法として図5-17のような例がある。

スラブ橋桁のウェブを切り欠いて処理する場合、切欠きが大きくなってPC鋼材、鉄筋などのかぶりが確保できない時はかぶりを確保できるところまで切欠きを設け、残りの分については支圧板を異形にして処理する。

けた橋桁の上フランジ部コンクリートを切り欠く場合は、上フランジに配筋されている橋軸方向鉄筋を内側に移動させ、補強鉄筋を別途考慮する。

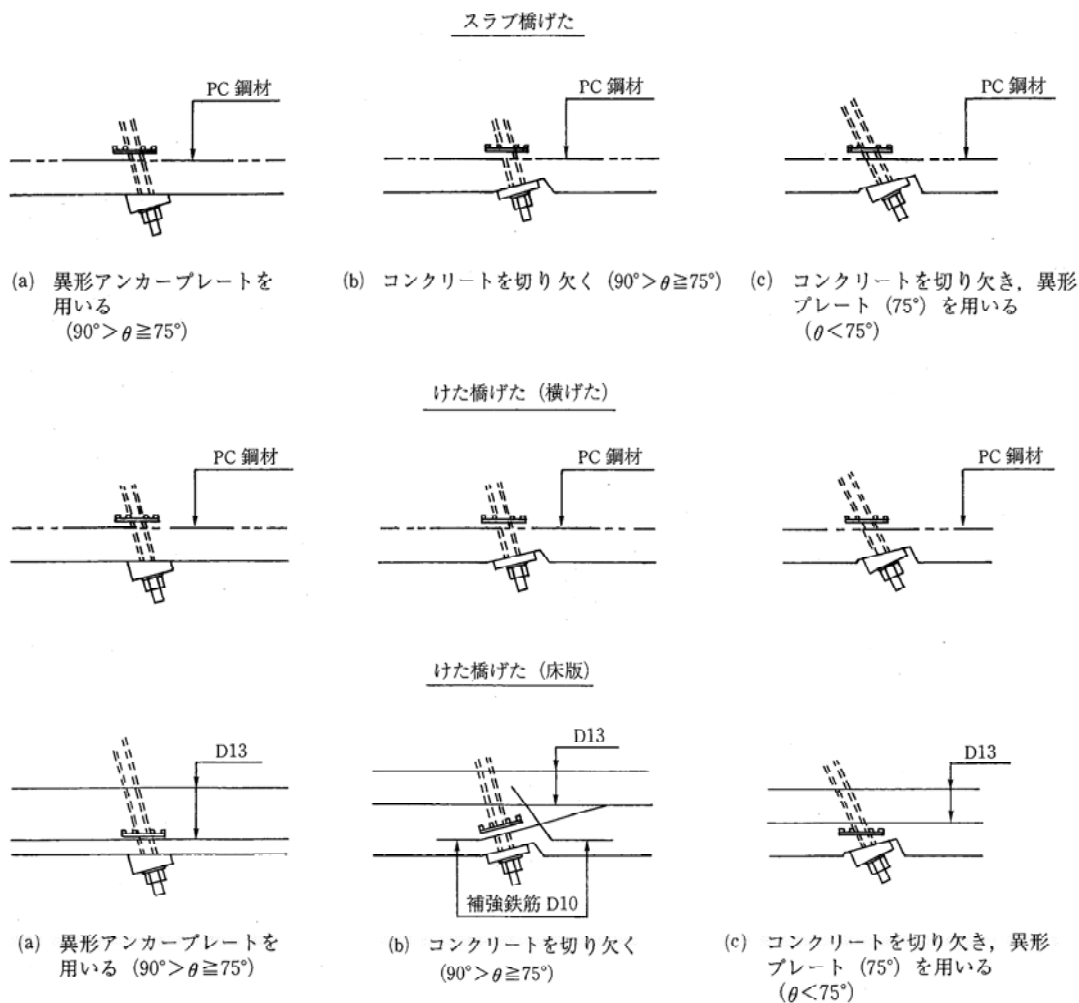


図5-17 斜橋に対する横締め鋼材定着部処理 (例)

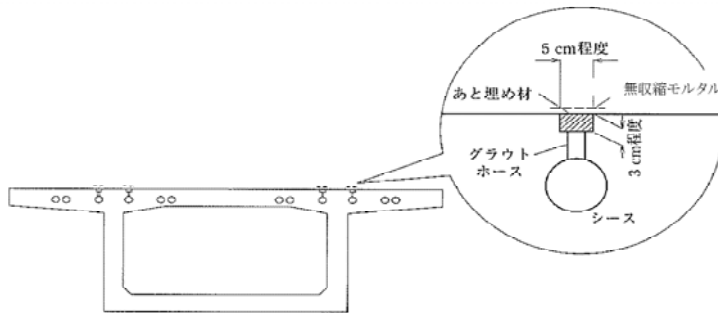
5-2-10 グラウトホースのあと処理

グラウトホース周囲のコンクリートは、施工により弱点となりやすいので、適切なあと処理および防水処理を行う必要がある。

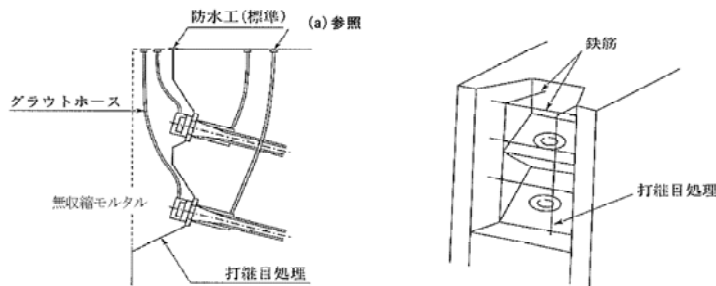
グラウトホース切断部のあと処理は密実なあと埋めに加え、防水工を施すことを標準とし、グラウトホース切断部のあと処理を確実にを行う旨を設計図に明示すること。

道示Ⅲ
(H24.3)
20.10(p353)

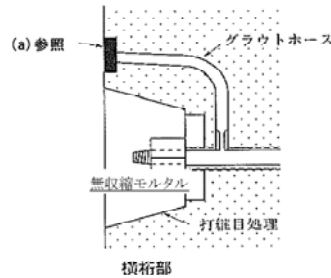
PCグラウト&プレグラウト
PC鋼材施工マニュアル
(H18.6)
(p74~76)



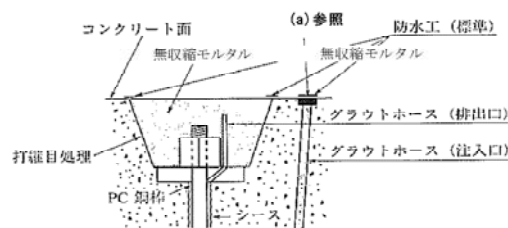
(a) 主ケーブルグラウトホースのあと処理 (例)



(b) 主ケーブルの端部定着部のあと処理 (例)



切桁部



(c) 横筋および鉛直鋼棒定着部のあと処理 (例)

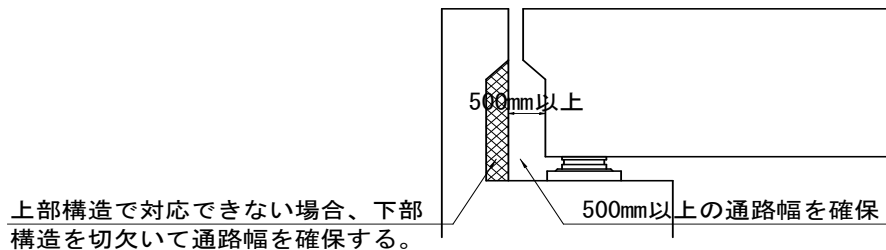
後処理例

5-2-1.1 コンクリート橋の桁端部構造

桁端部には通気性と維持管理スペースを確保するため、切欠きを設ける。

ただし、PCプレキャスト桁橋、場所打ち中空床版橋等桁端部に切欠きを設けることができない構造形式では橋台胸壁に張出しを設ける等にて対応する。

なお、連続高架橋のかけ違い部等で、上・下部構造でも対応ができず維持管理スペースを設けることができない場合は、やむを得ないものとする。



桁端部の切欠き形状の例

凍結防止剤の散布により塩害の影響が懸念される橋梁は、道路橋示方書に示される“耐久性の検討”の適用や、桁端部及び桁端部に位置する下部構造頂部に対して、あらかじめコンクリート塗装による表面保護を施す等、適切な劣化抑制対策を検討すること。

コンクリート塗装を採用する場合の仕様は、鋼道路橋塗装・防食便覧((社)日本道路協会)に示すCC-A(PC部材)又はCC-B(RC部材)を適用する。

なお、コンクリート塗装を施さない場合は、現地架橋状況や凍結防止剤の散布状況を確認し、施さない理由を整理する必要がある。

桁端部におけるコンクリート塗装の範囲は、4-2-10 鋼橋の桁端部構造と同様に桁高の2倍程度を標準とする。

道示Ⅲ
(H24. 3)
5. 2 (p175)
道示Ⅳ
(H24. 3)
6. 2 (p179)

鋼道路橋防食便覧
(H26. 3)
Ⅱ 2. 2. 7

5-3 斜橋及びばち橋の標準構造

5-3-1 斜橋一般

(1) T桁の断面力は格子構造理論により算出するのを原則とするが、直橋で床版の支間が短く版構造とみなせる場合(斜角75°以上)は、直交異方性版の理論により断面力を算出することができる。なお、プレテンション床版橋の場合は、「道路橋示方書コンクリート橋編8.2」(H14.3)にもとづき、直交異方性版理論により断面力を算出するものとする。

ただし、斜角が70°未満のT桁橋及び横桁間隔が大きいT桁橋についてはねじりの影響が大きいため、ねじり剛性を考慮して解析し、ねじりに対する検討を行うのがよい。この場合は、横桁の有効断面を除いた床版も格子部材として評価し解析するのがよい。

(2) プレテンション床版橋の斜角は60°以上がのぞましい。

プレテンションT桁橋の // 70° //

ポストテンションT桁橋の // 70° //

5-3-2 斜橋の横桁及び横締め配置

(1) 横桁及び横締め鋼材の配置方法は、表5-11の通りとする。

表 5-1 1

横桁配置方向			
	斜角	未満	以上
プレテン床版桁	60°	桁に直角	斜角なり
プレテンT桁橋	45°	桁に直角	斜角なり
ポストテンT桁橋	45°	桁に直角	斜角なり

横締め配置方向			
	斜角	未満	以上
プレテン床版桁	-	-	-
プレテンT桁橋	60°	桁に直角	斜角なり
ポストテンT桁橋	60°	桁に直角	斜角なり

(2) 支点上には必ず横桁(A)を配置するものとする。

5-3-3 斜橋の桁端構造

桁端の方向は斜角の方向と一致させるものとする。

5-3-4 ばち橋一般

桁橋の詳細設計の場合は、格子構造理論により断面力の算出を行うものとする。

① 計算支間は該当径間の主桁群のうち最大支間で行う。ただしプレストレス導入直後の部材応力度の検討は最小支間の桁についても必ず行うこと。

道示Ⅲ8.3
(H24.3)

道示Ⅲ
9.2
設計便覧
13.3.2
図13.3.3
図13.3.4
(H4.3)
建設省標準設計

斜橋設計の手引き

道示Ⅲ
(H24.3)
9.2

阪高設計基準
(H7.1)
6.5.1

5-3-5 ばち橋の主桁配置

- ① 主桁の間隔は支点部で等しくなるように配置する。
- ② 桁端は橋脚（または橋台）の前面方向に一致させるようにする。

阪高設計基準
(H7.1)
6.4.4

5-3-6 ばち橋の横桁配置

- ① 支点上には必ず横桁を配置する。

5-3-7 ばち橋の横桁及び横締め配置

- ① ばち橋の横桁及び横締め配置は、斜橋の場合と同様とする。

阪高設計基準
(H7.1)
6.4.3

5-4 直線桁を用いた曲線橋の標準構造

ここでいう曲線橋は、橋面が平面的に曲線であり、主桁が直線のものを用いる。主桁が曲線のものには適用しない。

曲線区間に架設される直線桁は特にシフト量、横断勾配を考慮して桁の断面、配置を決めなくてはならない。

一般に舗装厚さが最小になるように桁配置を決める。又横断勾配を処理するには5-2-5を参照して決める。

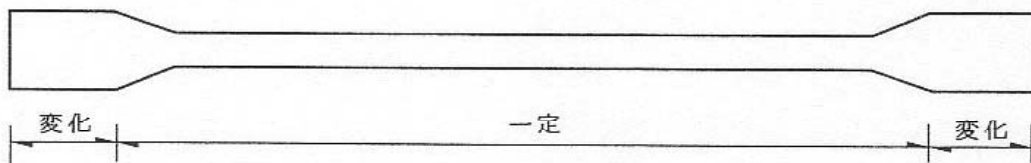
橋脚、橋台を法線方向に設置した時は桁長が一本一本違ってくる。この時は次のように処理するのが良い。

各桁共中間部の長さとしりばち部の長さを一定に決めて両端しりばち部終了点から桁端迄の長さを変化させるのがよい。ただし、斜角やしりばち形状によってはウェブ厚一定区間を変化させ桁端部を一定とする場合が合理的なケースがあり注意する。(図5-18)

プレストレストコンクリート構造物
図集(第1編)3-1
(S63.3)

(参考例)

図5-18



5-5 張出し工法による場所打連続桁橋（カンティレバー工法）

5-5-1 柱頭部の形状について

1 柱頭部に移動作業車（フォールバウワーゲン）を1台設置するのと2台設置する場合とではそこで当然ながら工程の差が生じる。もちろん2台の方が経済的なので、特別の理由がない限り2台設置することを原則とする。

表5-12 1柱頭に架設車2台を乗せるための最少長さ

会社名 規格	A社	B	C	D	E	F
一般型ワーゲン	11.5m	10.75	11.5	12.2	11.0	11.0

5-5-2 PC鋼材について

カンティレバー工法に用いるPC鋼材は、引張能力320ton（12S15.2B）以下の緊張システムを用いることを基本とする。ただし、アウトケーブルの場合はこの限りではない。

5-6 プレキャスト桁架設方式連続桁橋（連結桁）

5-6-1 連結桁の型式

ここでいう連結桁とは、プレキャストPC桁を弾性支承（ゴム）で支持された単純桁の状態に架設した後、中間支点上を両桁端から突出した鉄筋を重ね継手により連結し、横桁と同時にコンクリートを打設して連続構造したものをいう。

PC連結桁橋設計
の手引き
(H10.6)

5-6-2 適用の範囲

1 適用の条件

(1) 支間……プレテン桁 $l=24m$ 程度（JIS桁範囲内）

ポステン桁 $l=45m$ 程度（標準設計適用範囲内）

(2) 桁軸の平面折れ角は 10° 以下とする。

(3) 斜角は 70° 以上とする。但し端支点の斜角はこの限りではない。

PC連結桁橋設計
の手引き
表1.2-1
(H10.6)

2 主桁断面

(1) プレテン桁……JIS桁

5-6-3 荷 重

1 荷重の種類

D_1 : 主桁重量、床版及び横桁重量

D_2 : 橋面工重量

PS : プレストレス力

L : 活荷重

I : 衝撃

CR : コンクリートのクリープの影響

SH : コンクリートの乾燥収縮の影響

T : 温度変化の影響

SD : 支点の不等沈下の影響 (架設地点、下部形式に応じて考慮する)

2 荷重の組合せ

(連結部) $D_2 + L + I + CR + SH + T + SD$

(支間中央部) $D_1 + D_2 + PS + L + I + CR + SH + T + SD$

5-6-4 設 計

1 設計一般

断面力は、死荷重 D_1 については、単純桁として、死荷重 D_2 ならびに活荷重、衝撃についてはばね支承を考慮した格子構造理論により算出するのが原則である。ただし、直橋あるいは斜角が 75° 以上の斜橋で、床版支間が短く版構造とみなせる場合には直交異方性版理論により断面力を算出することができる。なお、格子構造理論で断面力を求める際、斜角 70° 以上の場合は部材のねじり剛性は無視してもよい。

2 中間支点上の曲げモーメント

連結桁橋の中間支点上の設計曲げモーメントは、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編12.3による低減を行わないものとする。

3 支 承

(1) 連結桁の用いるゴム支承は、適当なバネ定数を持つものを使用する。

連結桁橋の中間支点上のゴム支承の設計圧縮ばね定数は支承に負反力が生じないよう構造物の規模などに応じて決定する。

プレキャスト連結
桁の設計法に関する
共同研究報告書
(H4.2)
5.2.2

道示Ⅲ
(H24.3)
9.3

プレキャスト連結
桁の設計法に関する
共同研究報告書
(H4.2)
5.2.2

PC連結桁橋設計
の手引き
(H10.6)
2.8

5-6-5 連結部の構造

1 連結部の構造

- (1) 連結部の桁橋の間隔は20cmを標準とする。
- (2) 横桁の幅は、プレテンション桁の場合は床版切欠き長+10cm、ポストテンション桁の場合は桁高程度以上とする。
- (3) 横桁には、主桁を縫う形でPC鋼材を配置しなければならない。
そのプレストレス量は横桁断面に対してプレテンション桁の場合 $1N/mm^2$ 以上、ポストテンション桁の場合は $1.5N/mm^2$ 以上とする。
この場合、横桁断面とは（横桁幅×総桁高）とする。

2 連結部の鉄筋

- (1) 連結部上側引張鉄筋は、2段配置までとする。
- (2) 連結部上側引張鉄筋は、D22以下、中心間隔は10cm以上を原則とする。
- (3) 連結部上側引張鉄筋の最小鉄筋量は、1段配置で次の通りとする。
ポストテンション桁：D22 中心間隔 15cm
プレテンション桁：D19 中心間隔 15cm
- (4) 埋込み鉄筋の長さは支間 L_s の20%以上とする。（プレキャストセグメントの場合は別途考慮する。）
- (5) 埋込み鉄筋と連結鉄筋の重ね継手長は、 30ϕ とする。
- (6) 連結部の正の曲げモーメントは比較的小さい値と考えられるが、コンクリートのクリープ・乾燥収縮により生じる。不静定力等が作用するので、検討を行い必要量を配置する。但し、最小鉄筋としてD16を20cm以下の間隔で配置する。
- (7) 横桁の配力鉄筋はD16を20cm以下の間隔で配置するものとする。
- (8) ポストテンションT桁の切欠き部のずれ止め鉄筋はD13以上とし、中心間隔は15cm以下とする。

切欠き部は横桁に包まれてしまうため、ずれせん断は発生しない。このため、細目として図5-19のように規定した。なお、プレテンション桁の場合にも、これに準じてずれ止め鉄筋を配置しなければならない。

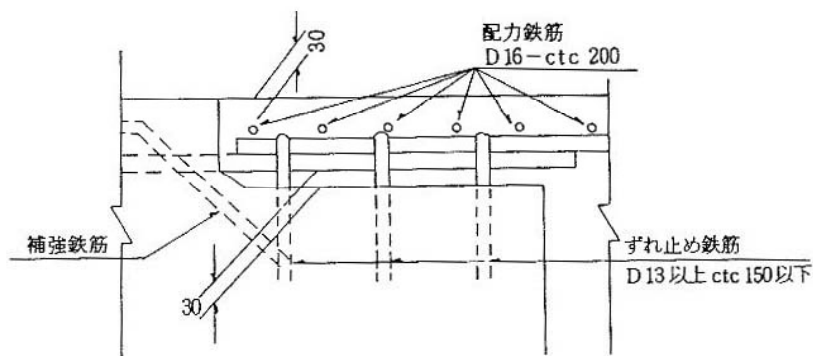


図5-19 床版切欠部側面図

プレキャスト連結
桁の設計法に関する
共同研究報告書
(H4.2)
5.5.6

プレキャスト連結
桁の設計法に関する
共同研究報告書
図解5.5.5
(H4.2)

3 連結部の設計

連結部の応力度照査は図5-20に示すように、支点上中央断面B-BはRC構造とし、横桁位置主桁断面A-A、C-CについてはPC構造として検討を行う。連結部に作用する負の曲げモーメントに対する圧縮側有効幅については、横桁前面より1:5の勾配の範囲で増加分を考慮することができる。また、連結部に作用する正の曲げモーメントに対する圧縮側有効幅は〔道示Ⅲ〕4.2.2によって決定する。

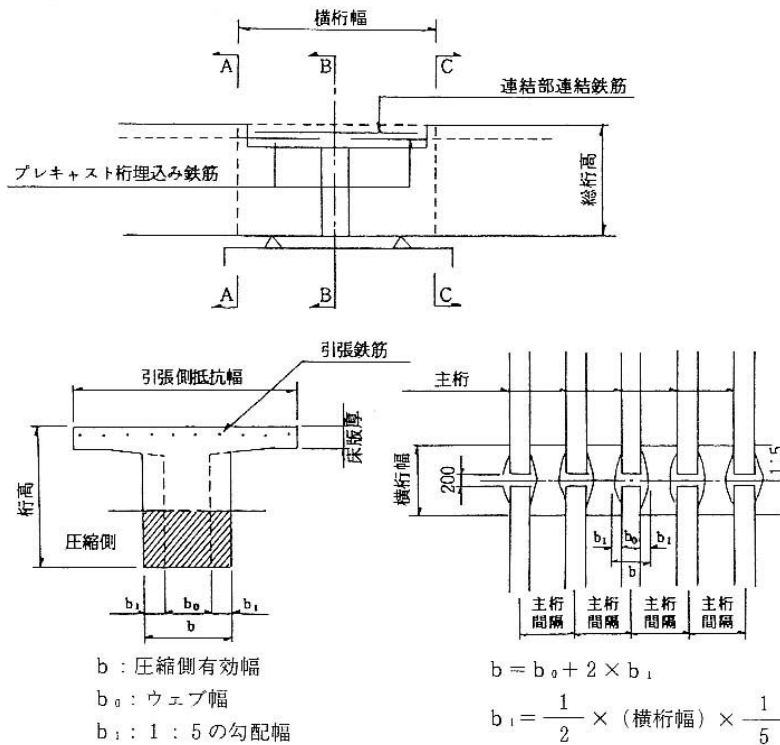


図5-20 連結部の応力度照査断面位置と抵抗断面

- (1) 連結部上側引張鉄筋の許容引張応力度は〔道示Ⅲ〕12.4.2に従い、 160 N/mm^2 とする。
- (2) 連結部のコンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ とする。

連結部に作用する曲げモーメントに対しては、横桁中心位置の断面B-Bにおいて鉄筋コンクリート構造として照査しておけば一般に安全である。ただし、断面A-A、C-Cでのプレキャスト桁の下縁部では直結後に作用する負の曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度が加算させるので、これに対しても照査するのがよい。

この照査は、全断面を有効として算出したプレストレス力及び桁自重などの連結部施工前に作用する荷重によって生ずる曲げ圧縮応力度に、橋面荷重や活荷重などの連結後に作用する荷重によって生ずる曲げ圧縮応力度を鉄筋コンクリート構造として算出、加算し、これを許容値として比較することにより行う。

プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書 (H4. 2)

5.5.3

プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書 図5.5.1

(H4. 2)

プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書 (H4. 2)

5.5.3

プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書 (H4. 2)

5.3.1

5.4.2

5.5.3

4 連結部の寸法

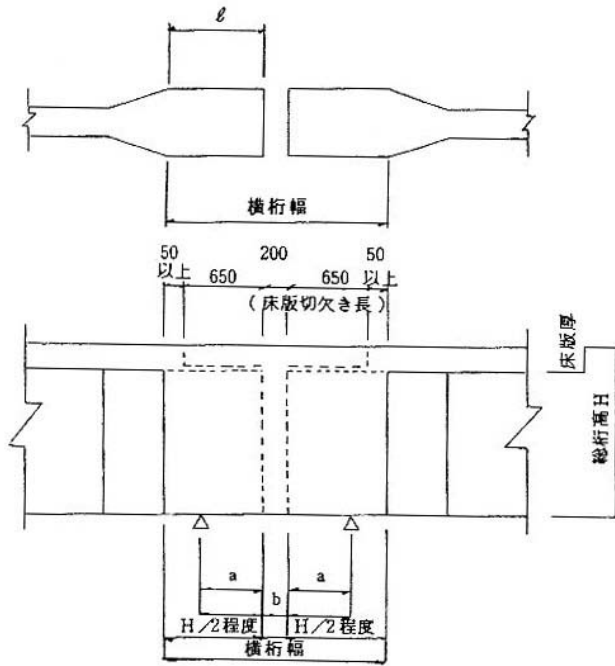


図5-21 ポステンT桁の連結部

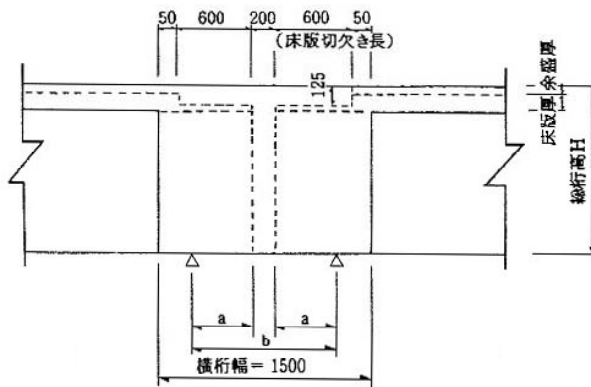


図5-22 プレテンT桁の連結部

a. bの標準値

スパン	29m 以下	37m 以下	45m 以下
a (mm)	350	400	450
b (mm)	900	1000	1100

プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書 図解5.5.2 (H4.2) では、横桁幅は、桁高と同じ長さ以上となっている。

プレキャスト連結桁の設計法に関する共同研究報告書 図解 5.5.2 (H4.2)

a. bの標準値

スパン	19m 以下	24m 以下
a (mm)	300	350
b (mm)	800	900

5 連結部横桁の横締定着部について

連結部横桁の横締定着部については、図5-23のように張出し横桁を箱抜きして定着具を配置するのを標準としている。

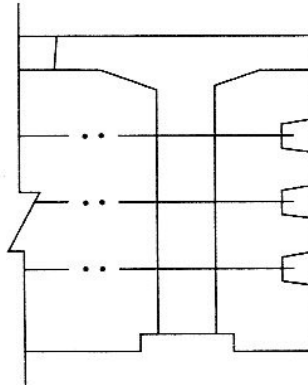


図5-23

プレキャスト連結
桁の設計法に関す
る共同研究報告書
図解5.5.4
(H4.2)

5-6-6 連結部横桁の配筋例

連結部横桁の配筋例を下図に示しているが、横桁の打ち下ろし位置については、維持管理の容易性等を考慮し、設計検討するものとする。

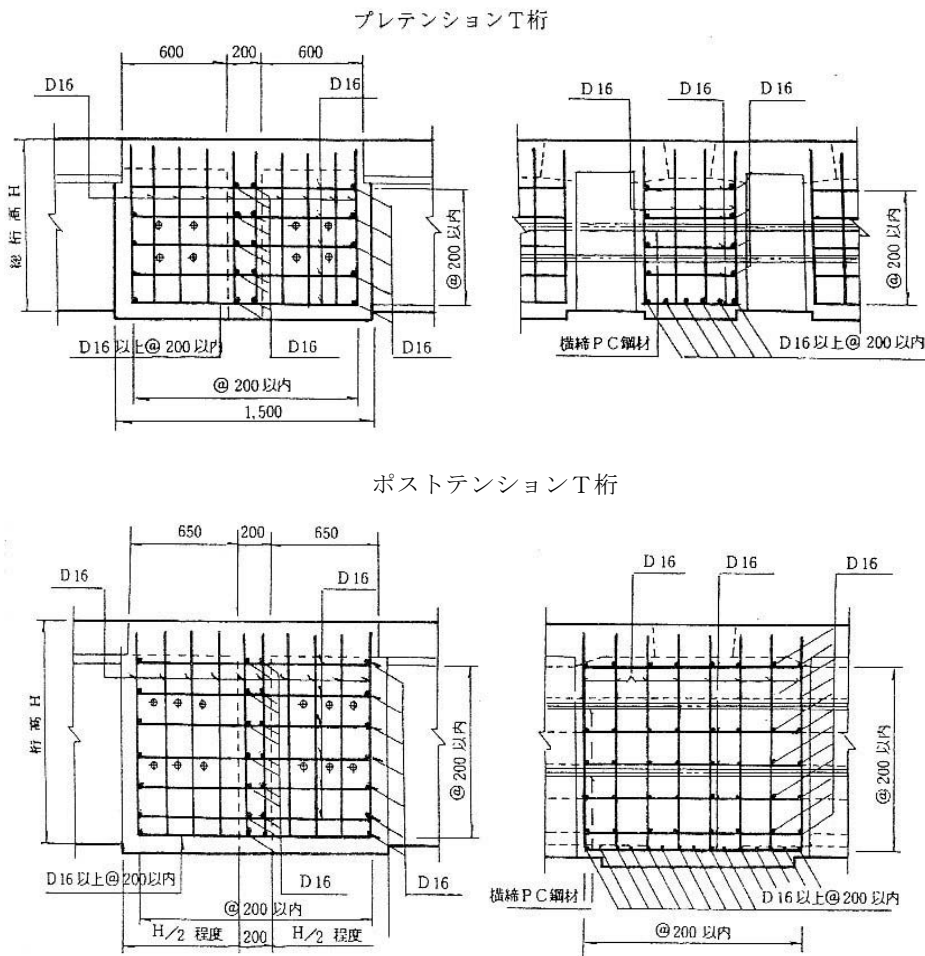


図5-24 横桁配筋要領図

5-6-7 連結桁の構造系

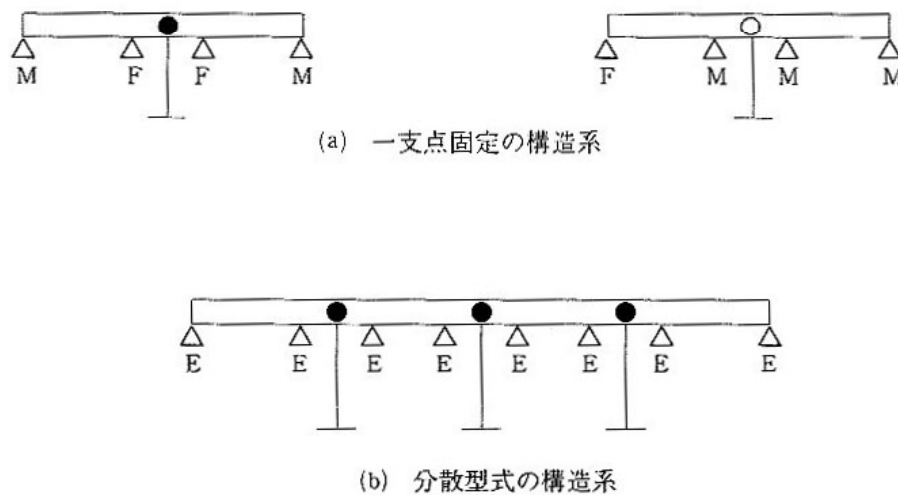


図5-25 連結桁の構造系

連結桁の構造系は通常連続桁と同様に、(a)のような一点固定、他の支点可動と分散型式との比較により構造系を決定する。

分散型式とは、せん断変形型ゴム支承を用いて桁の弾、塑性変形、及び温度変化等のゆるやかな変形に対しては可動支承の機能を有し地震時の水平力は、各橋脚で分担する構造である。

一般に各橋脚に作用する水平力がほぼ等しくなるので、同形状の橋脚とすることができ、美観上も優位となる。

5-6-8 排水ますの配置

排水ますを橋脚付近に配置するときは、原則として連結鉄筋を切断しない位置に配置しなければならない。

5-6-9 防水処理

第1章のAS舗装の「コンクリート床版の防水層」による。

PC連結桁橋設計
の手引き
(H10.6)
2.8

プレキャスト連結
桁の設計法に関す
る共同研究報告書
図解5.5.7
(H4.2)

プレキャスト連結
桁の設計法に関す
る共同研究報告書
図解5.5.8
(H4.2)

5-7 合理化桁橋

5-7-1 工法の概要

ここでは、PC桁を用いた合理化桁橋について解説する。

(1) 少主桁工法

プレキャストセグメント桁橋において主桁間隔を広くとることにより、使用する主桁本数を減らしコスト縮減をはかることを目的として考案された橋梁形式。

(2) PCコンボ橋

プレキャストセグメント桁橋において主桁間隔を広くし、また桁間の場所打ち部にPC版を用いることによりコスト縮減をはかる目的として考案された橋梁形式。

5-7-2 参考図書

少主桁工法及びPCコンボ橋を設計する場合は、次の図書を参考とすること。

1 コンクリート橋の設計・施工の省力化に関する共同研究報告書(Ⅱ)

(建設省 土木研究所 構造橋梁部橋梁研究室、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 平成10年12月)

2 少主桁工法

((社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 九州支部 平成11年11月)

5-7-3 適用範囲

少主桁工法及びPCコンボ橋の適用支間長は、45mを最大とする。ただし、PCコンボ橋に関しては、支間長が45m以内であっても、桁高が3.0mを越えることがあるため注意を要する。

また、各工法の桁間隔は、次の値とする。

表5-13

工 法	最大桁間隔 (m)	摘 要
少 主 桁 工 法	2.750	現場打ち部最大幅75cm
PCコンボ橋	4.000	

5-7-4 プレキャスト桁の橋種選定について ($L \leq 45\text{m}$)

プレキャスト桁は、PC標準T桁、PC少主桁、PCコンポ橋が考えられるが、橋種選定にあたっては、運搬経路、輸送高、交差条件（桁高制限）、桁配置等を基に、経済性の比較を行って選定する。

なお、基礎工への負担の大小が考えられる場合は、下部工及び基礎工を合わせてトータル比較を行い選定する。

5-7-5 標準桁高の目安

【桁高の目安】

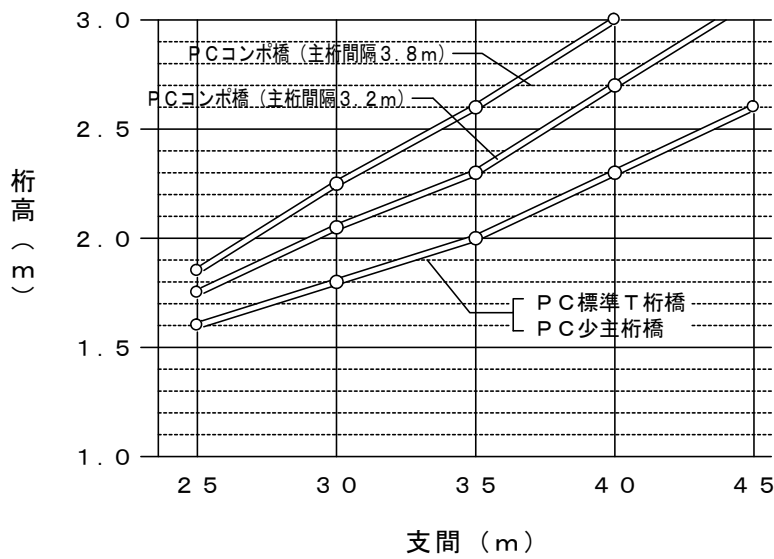
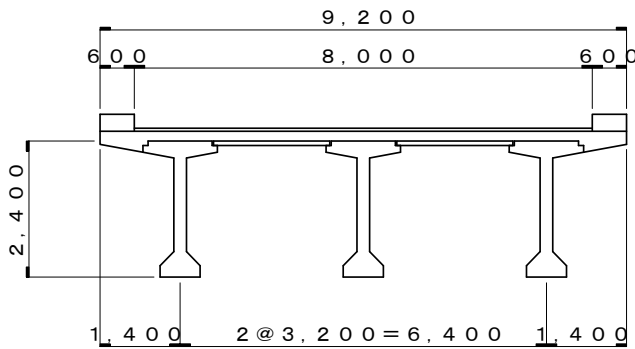


図5-26

※ 幅員構成により、PC標準T桁橋とPC少主桁橋の桁高に若干の差が生じる場合がある。

〈L=37mの場合〉

PCコンポ橋



PC少主桁橋

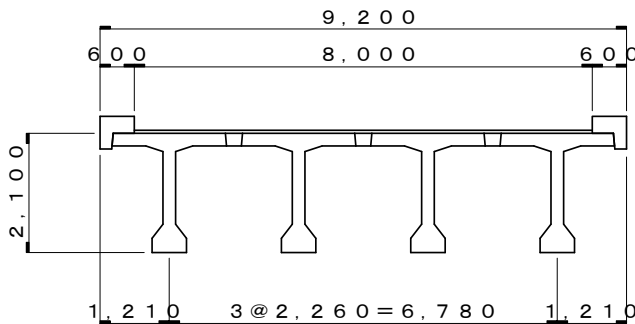
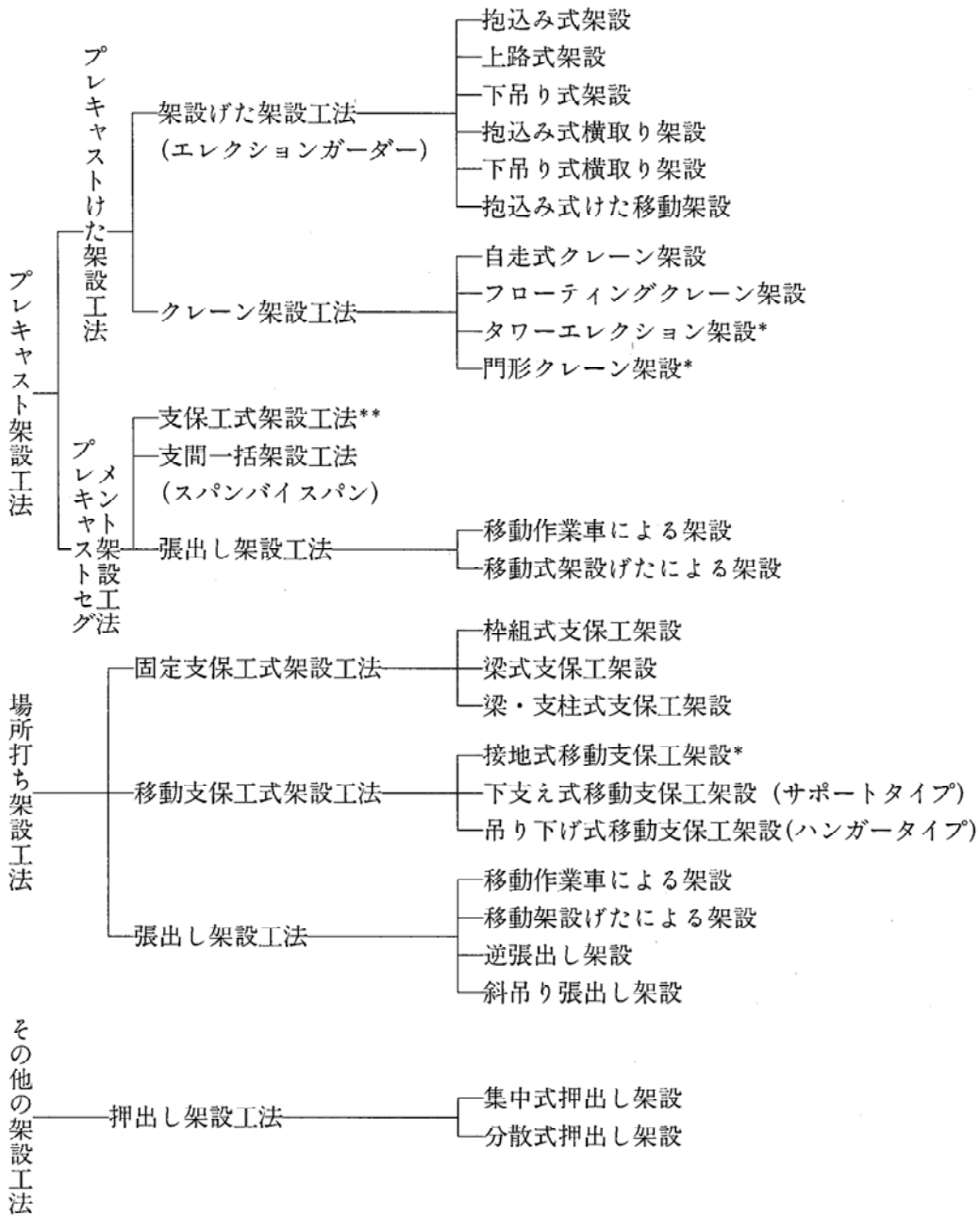


図5-27

5-8 架 設

5-8-1 架設工法について



コンクリート道路
橋施工便覧
表10-1
(H10.1)

注) *で示した架設工法は、施工実績が少ないため、上記の分類表のみに掲載する。

注) **で示した架設工法は、固定支保工式架設工法に準ずるため上記の分類表のみに掲載する。

図 5 - 2 8

5-8-2 架設工法の適用に関する一般的な目安

コンクリート道路
橋施工便覧
表10-2
(H10.1)

架 設 工 法		プレキャスト架設工法					場所打ち架設工法					その他の架設工法			
		プレキャストけた架設工法		プレキャストセグメント架設工法			固定架設工法	移動架設工法		張出し架設工法	押出し架設工法				
		架設けた架設工法	クレーン架設工法	支保工式架設工法	支間一括架設工法	移動式架設けた架設工法		移動作業車架設工法	枠組式		支柱式・梁式	下支え式・吊り下げ式	接地式	移動作業車	移動式架設けた
							条件								
支間	20~40m	◎	◎	◎	◎	△	△	◎	◎	△	◎				
	40~60m	○	※	○	○	※	※	◎	○	○	◎				
	60~80m	△	△	※	※	◎	◎	○	※	◎	◎	※			
	80~100m	△	△	△	※	○	◎	※	△	◎	◎	△			
	100m以上	△	△	△	※	※	◎	※	△	◎	○	◎	△		
施工条件	けた高の変化に対する融通性	○	○	○	※	◎	◎	○	※	○	◎	△			
	平面曲線に対する融通性	○	○	○	○	○	◎	◎	○	◎	◎	○	○		
	主げた幅拡幅に対する融通性	○	○	※	※	※	※	◎	◎	※	◎	○	※		
	けた下空間の確保	◎	○	※	◎	◎	◎	△	○	◎	※	◎	◎		
	急速施工	○	○	○	◎	◎	◎	※	◎	○	◎	◎	◎		
	多径間の場合の有利性	◎	◎	※	◎	◎	◎	※	◎	◎	◎	◎	◎		
	けた下に対する安全性	○	○	○	○	○	○	○	○	○	◎	◎	◎		
	天候に対する有利性	※	※	○	◎	◎	◎	※	◎	※	◎	◎	◎		
	けた下が使用できない場合の資機材運搬	◎	△	△	◎	◎	※	△	◎	△	※	◎	◎		
けた下高が高い場合の施工性	◎	※	△	◎	◎	◎	※	※	◎	△	◎	◎			

【凡例】

◎最適である ○適する △適さない ※可能だが適用には検討が必要
注) 支間については比較の実績のあるものについての適用性を示している。

図5-29

6 床版橋

6-1 RCホロースラブ橋

ここでとりあげる鉄筋コンクリート橋は張出し床版付き穴あきスラブ橋である。その他の構造物に対しては道路橋示方書(Ⅲ)コンクリート橋編に従うものとする。

6-1-1 主版の構造解析

- (1) 穴あきスラブ橋の橋軸方向の設計モーメントは Olsen の薄版理論等によって求めるものを原則とする。
- (2) 穴あきスラブ橋は等方性スラブとして設計する。
- (3) 張出し部のある穴あきスラブ橋の仮想抵抗幅は主版幅をとるものとする。
- (4) 主版横方向の構造解析は(1)と同様にして求める。

6-1-2 張出しスラブの構造解析

張出しスラブの橋軸直角方向の設計には衝突荷重、風荷重等も考慮する。また橋軸方向には同方向に下図の如く用心鉄筋を配置しなければならない。用心鉄筋の配置は、道示Ⅲ6.4によるものとする。ただし、下図以外の部分については、表6-1、図6-2を参考とする。

なお、PC床版橋の場合は、張出しスラブにプレストレスによる軸方向力が作用しているため、この配筋を考慮しなくてよい。

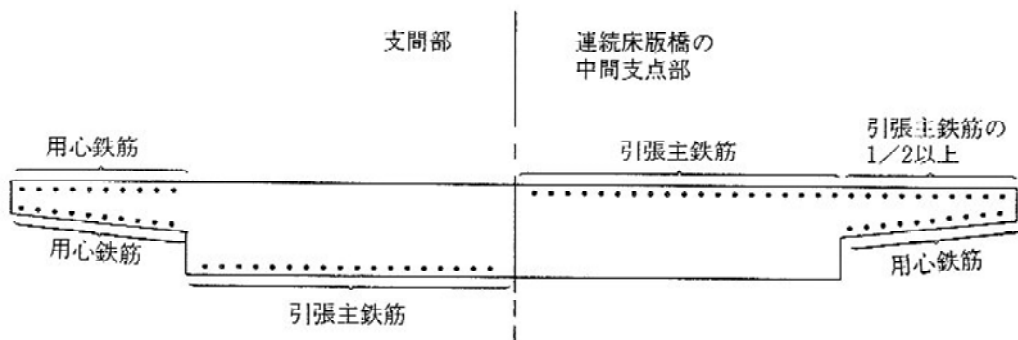


図6-1 片持床版の用心鉄筋

表6-1

	端部	中間支間	中間支点
上側鉄筋	D22 ctc125	D16 ctc125	D25 ctc125
下側鉄筋	D13 ctc125	D22 ctc125	D16 ctc125

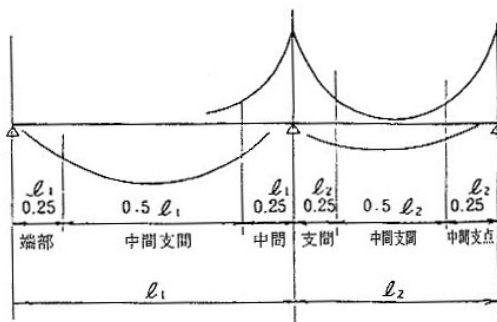


図6-2

道示Ⅲ
(H24.3)

8.3

コンクリート道路
橋設計便覧

(H6.2)

12.1

道示Ⅲ
(H24.3)

8.4

コンクリート道路
橋設計便覧

(H6.2)

12.5.2

6-1-3 支点部の解析

支点部の設計にあたっては、充分安全であることを確認しなければならない。

6-1-4 主版の構造細目

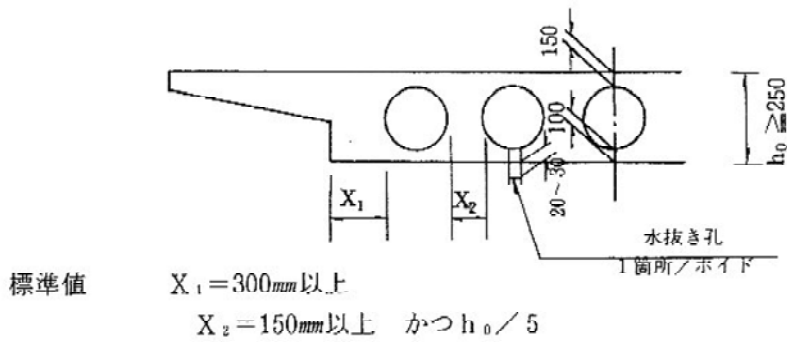


図6-3

6-1-5 斜橋の場合の配筋方向

斜橋の場合の配筋方向は図6-4を標準とする。

- (1) $l_s / B \geq 1.5$ の場合 (2) $l_s / B < 1.5$ の場合

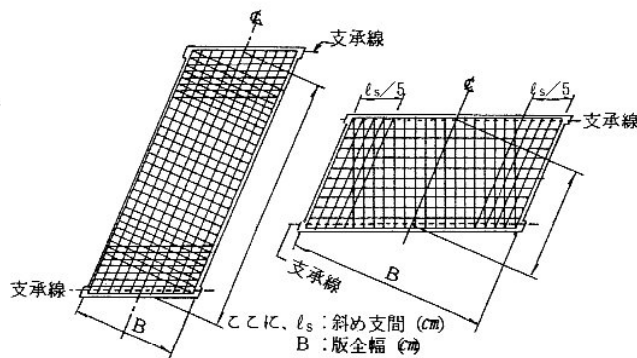


図6-4 斜め床版橋の鉄筋の配置

6-1-6 ガス圧接

鉄筋をガス圧接する場合は、一連の鉄筋で3回までとする。また、一連の桁で最低1箇所ラップ部を設ける。(単純桁は除く)

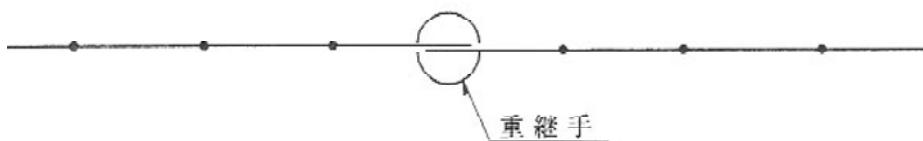


図6-5

道示Ⅲ
(H24.3)
8.4

道示Ⅲ
(H24.3)
8.4

7 上部諸構造物

7-1 地覆、橋梁用防護柵及び防音壁

7-1-1 地 覆

地覆の形状寸法は下表を標準とする。

表 7-1

単位 (mm)

寸 法	①車道に接する地覆	②歩車道境界の地覆	③歩道に接する地覆
b_1	600	500	400
b_2	250※1	—	—
b_3	250	250	100

- 注) (1)「歩道に接する地覆」は幅員2.0m以上の歩道、自転車歩行道等に接する場合に適用する。
- (2)自動車専用道路等の道路では、建築限界との関係からその一部を一段高い構造として地覆を兼ねる場合において、横断勾配の影響で高欄が建築限界線を侵す場合のみ地覆 (b_1 及び b_2) の幅で調整する。
- (3)※1の値は、道路構造令によると自動車専用道路等の規格の高い道路で、50m以上の橋もしくは高架の道路で地覆部も路肩として兼ねている場合のみ地覆の車道側前面より25cm後方設置となるが、ここでは車両の接近により損傷のおそれがあり、地覆の車道側最前面より25cm後方に設置することが望ましいことを考慮して参考値とする。

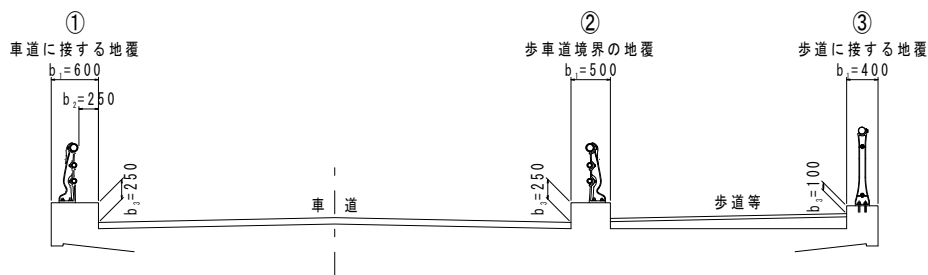


図 7-1

防護柵の設置基準
(H20. 1)

(1) 歩道の構造

歩道は、縁石、防護柵その他これに類する工作物により、車道部から分離するものとする。

歩道は、縁石、防護柵その他これに類する工作物によって、車道部から必ず分離するものとする。また、歩道面は、縁石により車道面より高くすることが望ましい。

橋梁部の歩道形式

- ・ 橋梁部の歩道形式は、セミフラット形式を基本とする。

歩道の標準構造

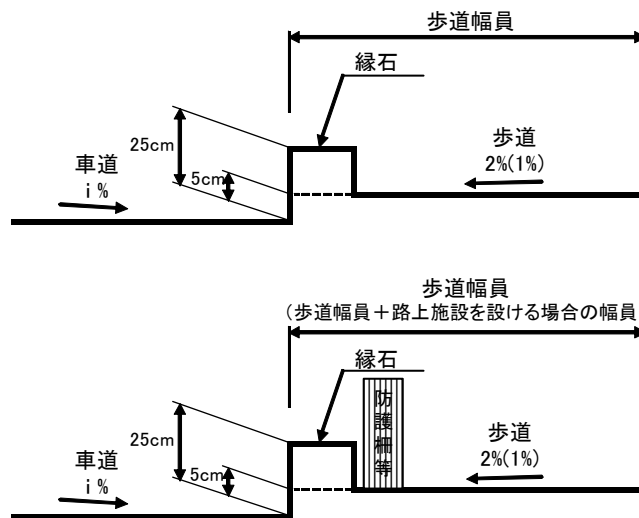
セミフラット形式の標準構造

歩道面の高さ、路上施設の高さ等

- ・ 歩車道境界の施設帯（ブロック）の高さは、25cmを標準とする。
- ・ 車道面と歩道面の段差は5cmを標準とする。
- ・ 歩道の平坦部の横断勾配は2%を標準とする。
- ・ 歩道の排水処理には、十分配慮する。

重点整備地区におけるバリアフリー的要素

- ・ 歩道等（車両乗入れ部を除く）の横断勾配は、円滑な排水性を確保した上で1%以下とすることが望ましい。
- ・ 歩道の縁端は、当該車道より高くするものとし、その段差は2cmを標準とする。
- ・ 縦断勾配をするつける場合は、5%以下で行うことが望ましい。



()内はバリアフリーへ配慮した値

図 7 - 2

地覆・壁高欄の表面保護

凍結防止剤が散布される地域や飛来塩分の影響を受ける海浜環境にあるコンクリート製の高欄、地覆部は道路橋示方書に示される“耐久性の検討”の適用や、コンクリート面を塗装することが有効である。

そのため、凍結防止剤の散布状況や対象部位の維持管理の容易性を考慮し道路橋示方書に示される“耐久性の検討”の適用や、劣化抑制対策としてあらかじめコンクリート塗装による表面保護工の要否を検討した上で、適切な対策を講じること。

コンクリート塗装を採用する場合の仕様は、鋼道路橋防食便覧((社)日本道路協会)に示すCC-A(PC部材)又はCC-B(RC部材)を適用する。

道示Ⅲ
(H24.3)
5.2(p175)

鋼道路橋防食便覧
(H26.3)
Ⅱ2.2.7

鋼道路橋防食便覧
(H26.3)
Ⅱ2.2.7

7-1-2 橋梁用防護柵

防護柵の設計については、「防護柵の設置基準の改訂について（H10.11.24 建九道交第112号）」によるとともに「防護柵の設置基準・同解説（H20.1）（日本道路協会）によるものとするが、表7-2の橋梁用防護柵の適用区分を参考に防護柵タイプを決定されたい。

表 7 - 2 橋梁用防護柵の適用区分

項目	鋼製防護柵			壁高欄	
	車両用防護柵	高欄兼用車両用防護柵	高欄	直壁型	フロリダ型
設置箇所	一般国道 自動車専用道路	一般国道		一般国道 自動車専用道路	自動車専用道路
特徴	・歩行者・運転者に対して圧迫感が少ない ・走行中の視認性が良い。			・車両の路外逸脱防止能力に優れる。 ・フロリダ型は軽い接触時における衝突車の 損傷を軽減する。	
規格	A・B・SC・SB・SA	A・B・SB	SP	SC・SB・SA・SS	
路面からの高さ	100cm	110cm		自専道 90～110cm 一般国道車道100cm 歩道110cm	90～110cm
設計荷重 (支柱の極限支持力)	B : 60kN/本(支柱間隔2.0m) A : 80kN/本(") SC: 130kN/本(") SB: 100kN/本(支柱間隔1.5m) SA: 100kN/本(")		垂直荷重 980N/m 水平荷重 2500N/m	SC: 43kN SB: 72kN SA: 109kN SS: 170kN	SC: 35kN SB: 58kN SA: 88kN SS: 138kN
落下防止柵の設置	適用可能			適用可能	
遮音壁の設置	適用不可			適用可能	
照明・標識等の受台	地覆に設置 (地覆拡幅)			壁高欄天端に設置 (壁高欄を拡幅)	

・適用にあたって

- (1) 防護柵の設計・計画にあたっては「防護柵の設置基準・同解説(H20.1)」および「車両用防護柵標準仕様同解説(H16.3)」を準拠すること。
- (2) 壁高欄を直壁型からフロリダ型に切替える場合、前後の橋梁との連続性を考慮して決定すること。
採用例 1) インターチェンジを区切りとした変更
2) 長い土工区間を区切りとした変更
- (3) 歩車道境界に車両用防護柵(ガードレールを含む)を設置する場合、歩道側の地覆には高欄の採用について検討すること。
- (4) 「防護柵の設置基準・同解説(H20.1)」において車両用防護柵の高さは60～100cmとなっているが、一般国道では車道をバイクや自転車が行く可能性もあり、路面からの高さを100cmとした。
- (5) 鋼製防護柵の設計荷重は「防護柵の設置基準・同解説(H20.1)」60頁及び101頁より抜粋した。車両防護柵については支柱の極限(水平)支持力の最大値を記載した。
- (6) 壁高欄の設計荷重は「車両用防護柵標準仕様・同解説(H16.3)」112頁より抜粋した。
- (7) 照明・標識等の受台を計画する場合、用地境界との取合いに注意すること。
- (8) 路側及び中央分離帯の車両用防護柵において、ガードレールまたはガードパイプからコンクリート製壁型防護柵(壁高欄)への誘導面の連続性を確保すること。

7-1-3 防護柵と幅員構成（橋体幅）

- ① 橋体幅は、横断勾配による建築限界や視距等を考慮して決定する。
- ② 橋体幅は50mmラウンドとなるように決定し、拡幅が必要な場合も同様とする。
- ③ 一連の橋梁の中で横断勾配が変化する場合は、上部工構造（連続構造）毎に同一橋体幅とする。
- ④ 横断勾配により橋体幅の拡幅が必要な場合は、片勾配の下がった方に拡幅する。
- ⑤ 遮音壁・落下物防止柵等を壁高欄上に設置する場合は、それからの視距の影響も考慮し、橋体幅を決定する。

⑥ 路肩の構造

下記に示す路肩形状性に配慮し路

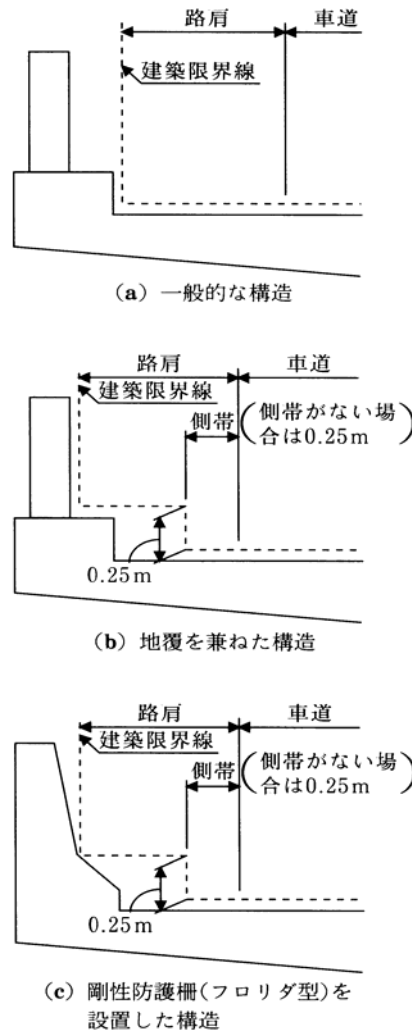


図 2-14 トンネル・橋梁部の路肩の構造

に関しては、一般的にはと
とするが、道路の連続
肩形状を決定してもよい。

道路構造令
2-5-4 (P213)

7-1-4 落下物防止柵

(1) 設置箇所

鉄道・主要道路と交差及び近接、または人家に近接する本線橋及び跨道橋で、必要がある橋梁については、落下物防止柵を設置するものとする。

落下物防止柵の設置の有無は、管理者と協議により決定する。

また、近接箇所とは、表7-3に示すdの値よりも対象施設が近接している箇所をいう。

なお、上記箇所においても遮音壁との併設は行わない。

表7-3

H (m)	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
d (m)	4	5	5	6	6	7	7	7	8	8	8	9	9	9	9

H：対象施設の基面から道路等の路面までの高低差…… (m)

d：道路等の端から対象施設の端までの距離…… (m)

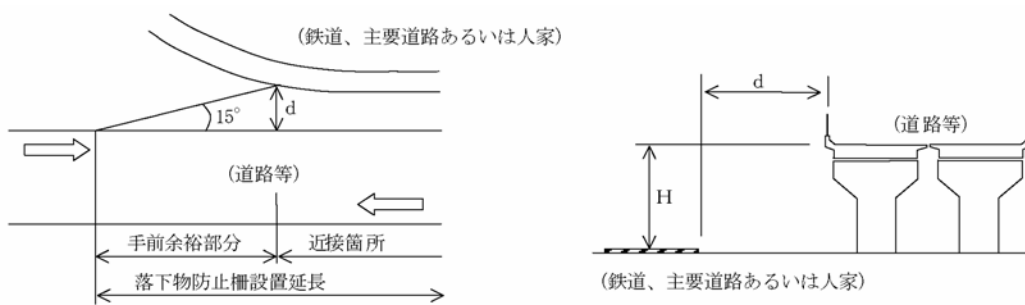


図7-4 近接箇所

(2) 設置範囲

落下物防止柵の設置範囲は、対象施設と交差または近接している部分に、その手前余裕部分を加えた範囲とする。

手前余裕部分とは図に示す部分をいう。

手前余裕部分長Lは次のように表される。

$$L=V_0 \times \sqrt{\frac{2(H+3)}{g}} \times \left(\cos 15^\circ + \frac{\sin 15^\circ}{\tan \alpha} \right)$$

但し、 $\alpha=90^\circ$ の場合、 $L=V_0 \times \sqrt{\frac{2(H+3)}{g}} \times \cos 15^\circ$

ここに、 V_0 =落下物の路外逸脱速度(m/sec)

H =対象施設の基面から高速道路等の路面までの高低差(m)

α =対象施設と高速道路等の交差する角度

(但し、近接の場合は $\alpha=90^\circ$ として計算する.)

g =重力加速度=9.8m/sec²

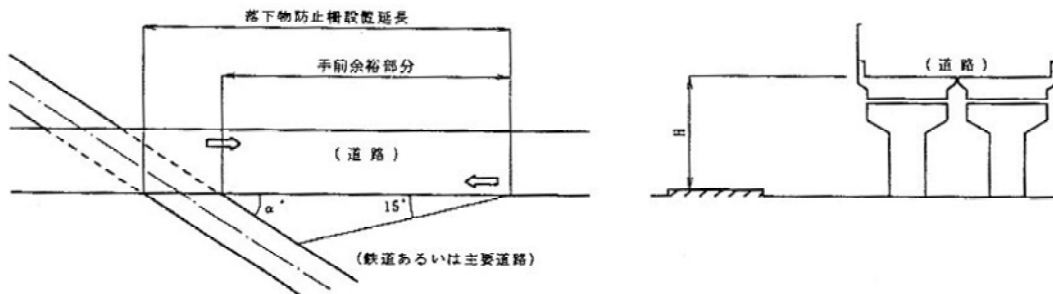


図7-5 交差区間

落下物の路外逸脱速度は新幹線と交差する場合には $V_0=18\text{m/sec}$ (64km/h)、その他の施設と交差する場合は $V_0=14\text{m/sec}$ (52km/h)とする。

なお、新幹線と交差する場合には手前余裕部分長は、最小36m確保するものとする。

7-1-5 コンクリート剥落防止対策

コンクリート片が落下する時期を予見することは、現状においてきわめて困難であるものの、被害が発生した場合の重大性を考えると極力事前に予防策をとることが重要である。

橋梁における第三者被害予防措置要領(案)
(H16.3)
(p3)

第三者被害を及ぼす恐れのある橋梁のうち、安易に点検や補修が実施できるものではない鉄道や軌道上の橋梁等は、あらかじめ剥落防止対策（剥落防止ネット）を検討すること。

剥落防止ネットの設置に当たっては、点検時の近接点検や補修工事のために、撤去・設置が容易にできる構造とするように配慮する。

なお、架橋環境(塩害・中性化等)に対して対策を施し、確実な施工で耐久性が充分確保され、剥落片の恐れが無い場合は剥落防止対策を省略してよい。

7-1-6 防音壁

遮音壁の設計死荷重は、その実施の如何にかかわらず、最低3m高の遮音壁荷重を考慮するものとする。これは、道路付帯施設等の追加設置などの不測の事態に対しても対応可能な様に、また、大きく不経済とならない範囲で余裕を考慮したものである。

一般的な遮音壁の荷重を、表2-2-1に示す。他の遮音壁については、遮音壁標準図集を参考にするものとする。

表7-4 遮音壁死荷重

高さ (m)	単位重量 (k N/m)
3	1.45

7-2 親 柱

- 親柱は交通の流れに対して、障害となったり抵抗感を与える位置や構造であってはならない。

特に一般道路部より巾員がせまくなっている橋長50m以上の橋梁や親柱や高欄が、走行のさまたげとならない様に注意せねばならない。

- (イ) 親柱の内面を地覆及び高欄の内面と形状を合せる。
- (ロ) 親柱は従来大きなものがあつたが走行のさまたげとなるため好ましくない。
- (ハ) 親柱の高さは高欄高より5cm程高いくらいが好ましい。

- 橋長50m未満の小橋梁は前後の防護柵がある場合はそれを連続させ特に親柱は設置しない。防護柵がない場合は親柱を設置するか、又はこれに代る構造とする。

(例えばガードレールの巻込み)

- 親柱に橋名板を取付ける場合は次表の記入方法を標準とする。

なお、親柱等にその橋梁の設計図を保管しておくこと、将来の維持管理の資料として役立つ。

表 7-5

起点側	向 っ て 右	漢字で橋名
	向 っ て 左	河川名 (又は跨道、跨線名)
終点側	向 っ て 右	ひらがなで橋名
	向 っ て 左	竣工年月日

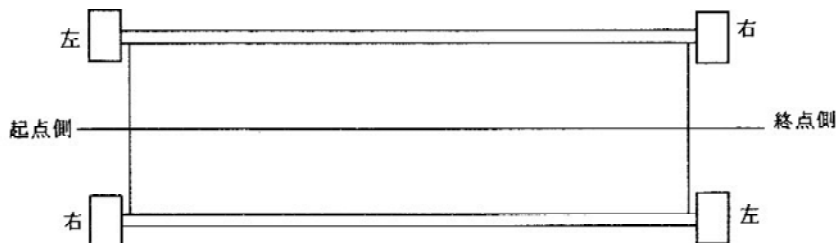


図 7-6

7-3 伸縮装置

(1) 伸縮装置は以下の性能を満足するよう、適切な型式、構造及び材料を選定するものとする。

- 1) けたの温度変化、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、活荷重等による橋の変形が生じた場合にも、車両が支障なく通行できる路面の平坦性を確保するものとする。
- 2) 車両の通行に対して耐久性を有するものとする。
- 3) 雨水等の浸入に対して水密性を有するものとする。
- 4) 車両の通行による騒音、振動が極力発生しないよう配慮した構造とする。
- 5) 施工、維持管理及び補修の容易さに配慮した構造とする。

(2) 伸縮装置の耐震設計は、道示V耐震設計編の規定によるものとする。

設計伸縮量は、支承の移動量の算出と同様の方法で算出する手法によることを基本とする。活荷重によって生じるたわみによる伸縮量については、けた端部における橋の挙動を考慮し、適切に検討するものとする。また、余裕量については10mmを標準とし、橋の規模や施工誤差等、実状に応じて別途定めることができる。

上記によるとき、けたのたわみによる回転量の算出等、その算出が煩雑となる場合には、以下に示す簡易算定法が参考となる。

表7-6 伸縮量簡易算定式 (単位: mm)

橋種		鋼橋	鉄筋コンクリート橋	プレストレスト コンクリート橋
伸縮量	① 温度変化	0.6ι (0.72ι)	0.4ι (0.5ι)	0.4ι (0.5ι)
	② 乾燥収縮	—	$0.2 \iota \beta$	$0.2 \iota \beta$
	③ クリープ	—	—	$0.4 \iota \beta$
	基本伸縮量 (①+②+③)	0.6ι (0.72ι)	$0.4 \iota + 0.2 \iota \beta$ ($0.5 \iota + 0.2 \iota \beta$)	$0.4 \iota + 0.6 \iota \beta$ ($0.5 \iota + 0.6 \iota \beta$)
	余裕量	基本伸縮量×20%、ただし、最小10mm (施工誤差等が大きい場合は別途考慮)		

ι = 伸縮けた長 (m)、 β = 低減係数
 表中の () 内は、寒冷な地域に適用

表7-7 伸縮装置に用いる乾燥収縮およびクリープ簡易低減係数

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

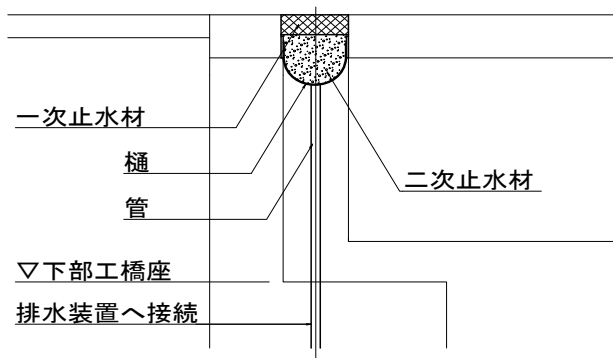
(3) 伸縮装置部の漏水防止

伸縮装置部から雨水や塵埃が侵入すると、桁端部の腐食や支承部の損傷を引き起こすおそれがある。このため、伸縮装置部は水密性を有するよう十分な配慮が必要である。

道示 I
(H24. 3)
4. 2 (p100)

伸縮装置は、長期にわたって水密性を確保することを目的に、非排水構造を標準とする。また、二重の非排水構造として、弾性シール材等の一次止水材に加え、樋やゴムパッキン等の二次止水材を併設すること。

なお、路面からの桁下への水の侵入を防止するため地覆部を含めた止水構造とすること。シール材は伸縮装置本体の止水材と同等以上の性能を有するものとするのが望ましい。



非排水構造【参考図】

7-4 排水設備

- ・排水柵には耐食性の材料（鋳鉄等）を使用すること。
- ・排水管は塩化ビニール管の使用が望ましい。
- ・排水管の長さは跨道橋や、人家の附近の高架橋においては橋台あるいは橋脚にそって地上迄伸ばすのが好ましい。又必要であればその端末処理を行うこと。ただし、出来るだけ屈曲部が少ない構造とし、もしつまって掃除が容易に出来る様な構造にしておくこと。
- ・排水管の長さは最低橋桁の下端部より低い位置に排出しうる長さとする。特に鋼橋においては錆の原因となるので注意すること。また、桁端部においては、橋座部に垂れ流さない構造を検討する。
- ・排水管は径150A以上標準とし、材質は硬質塩化ビニール管を使用するのを原則とする。
- ・排水管の勾配は原則として3%以上とする。

標準設計・解説書
(H8.3)

2.5

排水工指針
(S62.6)

5-1-2

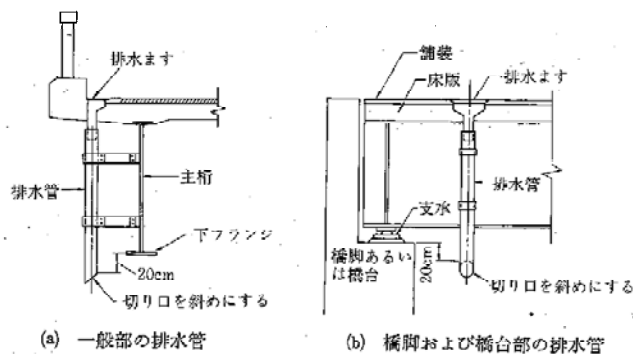
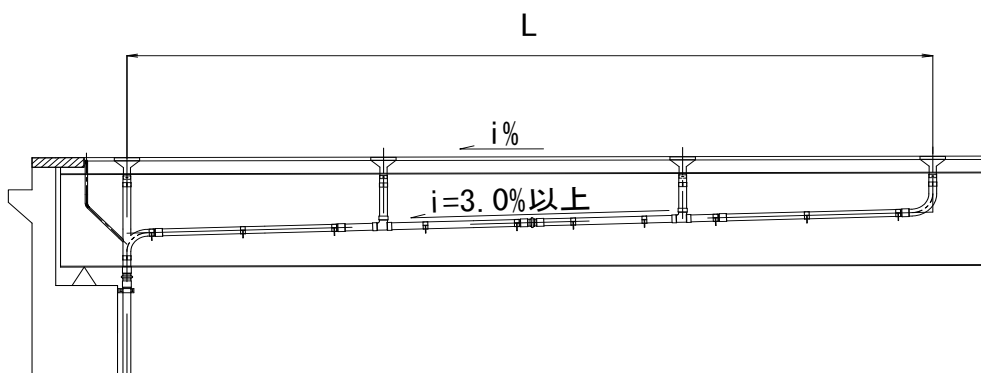


図7-7

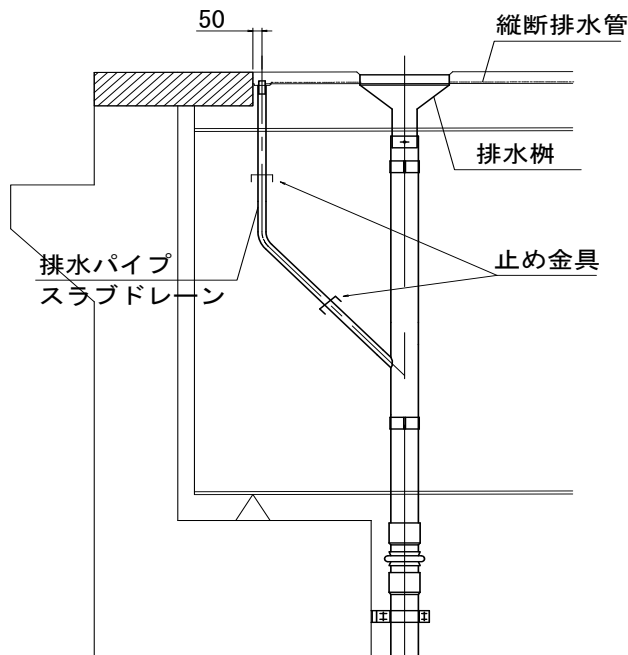
- ・桁端部付近は排水の飛散等に伴う滞水により、支承部周辺の劣化要因となることから、排水管を下部工にそって、地上まで伸ばし流末処理を行うこと。
- ・排水管の勾配は原則として3%以上とする。なお、排水管の勾配は土砂堆積等に配慮し可能な限り大きくすること。



排水管の勾配【参考図】

- ・スラブドレインは導水して、その流末を排水管に導くものとする。
- ・スラブドレインの導水勾配は、排水管同様3%以上とする。

橋梁附属物参考図
集(案)
(H16)



端部排水【参考図】

7-4-1 排水装置

- ・排水樹は20m以内に設けるのを原則とする。
- ・縦断勾配が凹となる区間では、その底部に必ず1個を設置する。
- ・伸縮装置の近くには排水樹を設けて、伸縮装置への流入量を極力減ずるなど配慮する。
- ・緩和曲線区間あるいはS字曲線区間の変化点付近に生じる横断勾配が水平またはこれに近くなる箇所には車道の両側に設置するなど十分検討する。
- ・水平方向に配置する場合、管の支持間隔は図7-8による。

排水工指針
(S62.6)
5-1-1

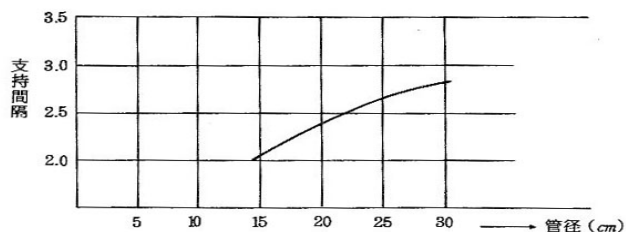


図7-8

- ・管を曲げる場合の最小曲率は、 $R = 500\text{mm}$ 以上とする。

7-4-2 補強鉄筋

排水柵の設置により、鉄筋コンクリート床版の鉄筋をやむを得ず切断する場合は、切断した鉄筋に相当する補強鉄筋を排水柵の周囲に配置する。

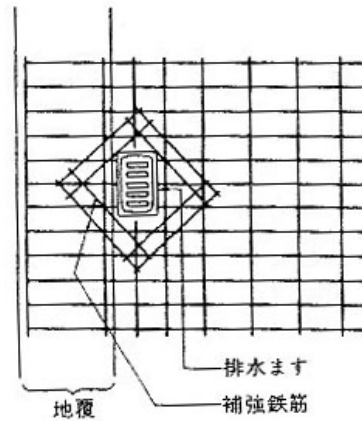


図7-9 排水ます補強鉄筋

排水工指針
(S62.6)
5-1-1

7-4-3 排水処理

床版の上には舗装を浸透した水が溜り、溜まった水が舗装を劣化させる原因となるので、速やかに排除する必要がある。

なお、詳細については、橋梁付属物参考図集（案）を参照のこと。

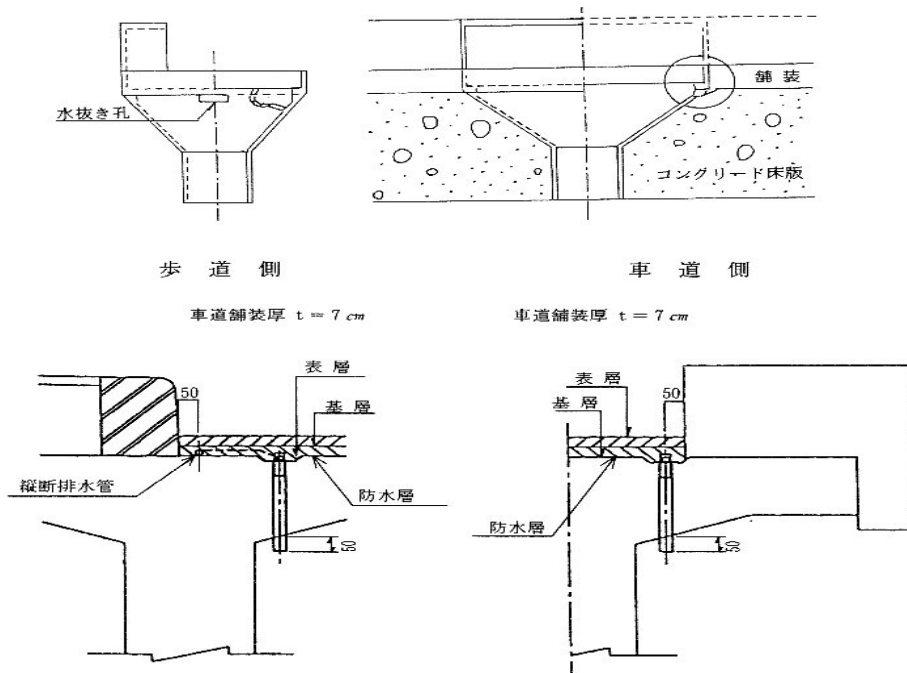


図7-10 排水処理(例)

7-4-4 排水性舗装（参考）

排水性舗装は、道路表面の雨水を速やかに排水することによる車両の走行安全性の向上効果のほか、表面から内部まで多くの空隙が存在することによる道路交通走行騒音の低減効果等がある。

橋面上に適用した場合、目地部や構造物との接合部から雨水が浸透すると舗装および床版の強度低下が懸念されるため排水処理には特に配慮が必要である。橋面上の排水処理例を以下に示す。

縦断方向の排水処理

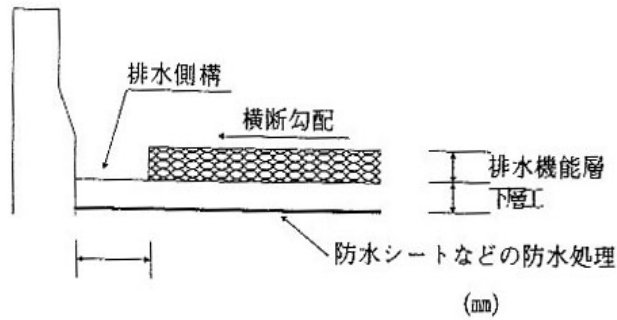


図7-11

排水ます付近の排水処理

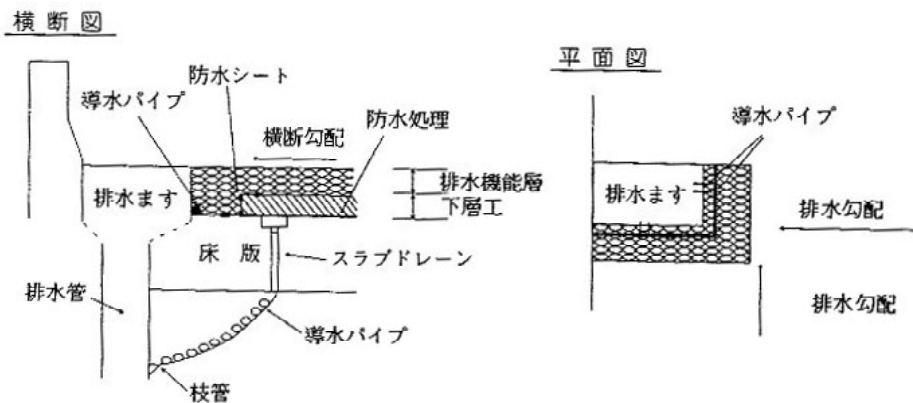


図7-12

(サグ点箇所)

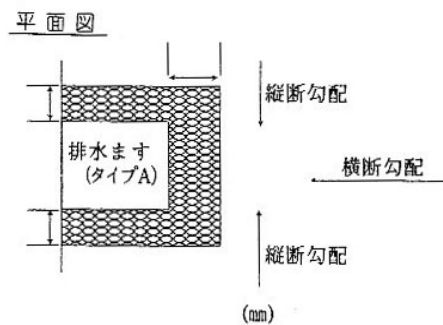


図7-13

排水性舗装技術指針(案)付録-4
(H8.10)

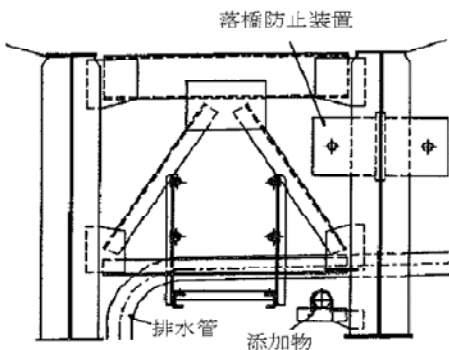
7-5 検査路

検査路を設置する際に、その取付構造が橋本体にできる限り悪影響を及ぼさないような構造とする。

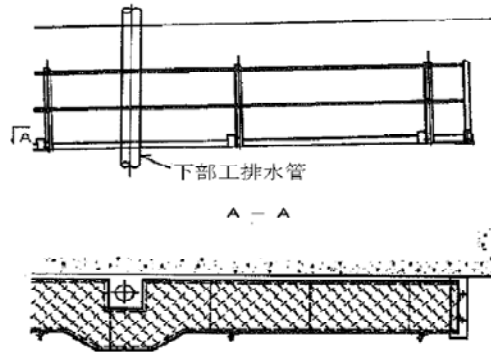
検査路は、道路橋検査路設置要領(案)平成25年に準ずること。

なお、検査路の設置位置は、作業動線、点検・保守方法、落橋防止システムや配水管等の付属物との干渉・取り合いを考慮し決定すること。

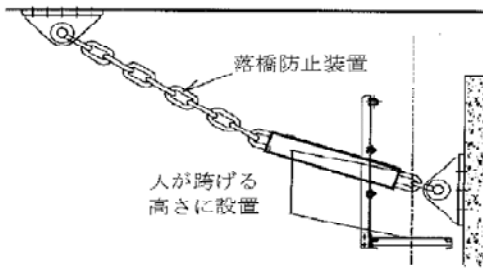
道示 I
(H24.3)
5.4(p353)



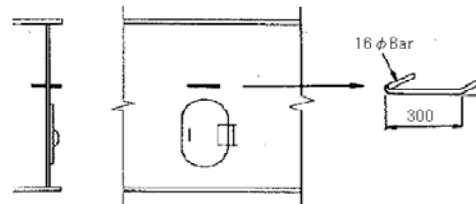
(a) 検査路と付属物との取り合い [1]



(b) 下部工排水管との取り合い [1]



(c) 落橋防止装置との取り合い [1]



(d) 取手設置事例 [2]

検査路の設置位置【参考図】



検査路と落橋防止システムの干渉事例

第3節 耐震設計

橋は、地震後における避難路や救助・医療・消火活動及び被災地への緊急物資の輸送路として非常に重要な役割を担っている。このような橋の役割の重要性を踏まえ、橋の耐震設計では、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保することを基本とする。

本節の内容は「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成24年4月 社団法人日本道路協会」より抜粋したものである。

なお、本節に記載されていない内容については、下表の関係図書他による。

関係図書	発行年月	発行者
平成8年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書	H9.3	土木研究センター
平成9・10年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書	H11.3	土木研究センター
平成12年度 実務者の耐震設計入門	H12	土木学会
橋の動的耐震設計	H15.3	土木学会
土木構造物の耐震設計入門	H13.10	土木学会
最新耐震構造解析	H9	柴田明德（森北出版）
新・地震動のスペクトル解析入門	H6	大崎順彦（鹿島出版）
入門建設振動学	H9	小坪清眞（森北出版）

1 耐震設計の基本

1-1 耐震設計の基本

- (1) 橋の耐震設計は、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、必要とされる耐震性能を確保することを目的として行う。
- (2) 耐震設計にあたっては、地形・地質・地盤条件、立地条件、津波に関する地域の防災計画等を考慮した上で構造を計画するとともに、橋を構成する各部材及び橋全体系が必要な耐震性を有するように配慮しなければならない。

道示V
(H24. 3)
2. 1

- (1) 橋の耐震設計においては、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（以下「レベル1地震動」という。）と橋の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（以下「レベル2地震動」という。）の2段階のレベルの設計地震動を考慮するものとする。ここで、レベル2地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠの地震動及び内陸直下型地震を想定したタイプⅡの地震動の2種類を考慮するものとする。
- (2) 橋の重要度は、道路種別及び橋の機能・構造に応じて、重要度が標準的な橋ととくに重要度が高い橋（以下、それぞれ、「A種の橋」及び「B種の橋」という。）の2つに区分するものとし、その区分は2. 3に規定する。
- (3) 橋の耐震性能は、橋全体系の挙動を踏まえ、以下のとおりとする。
 - 1) 耐震性能1
地震によって橋としての健全性を損なわない性能
 - 2) 耐震性能2
地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能
 - 3) 耐震性能3
地震による損傷が橋として致命的とならない性能
- (4) 橋の耐震設計においては、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、以下のように設計するものとする。
 - 1) レベル1地震動に対しては、A種の橋、B種の橋ともに、耐震性能1を確保するように耐震設計を行う。
 - 2) レベル2地震動に対しては、A種の橋は耐震性能3を、また、B種の橋は耐震性能2を確保するように耐震設計を行う。
- (5) 橋の複雑な地震応答や地盤の流動化に伴う地盤変位等が原因による支承部の破壊が生じた場合においても、上部構造が落下することを防止できるように配慮しなければならない。

表一解 1 - 1 耐震性能の観点

橋の耐震性能	耐震設計上の安全性	耐震設計上の供用性	耐震設計上の修復性	
			短期的修復性	長期的修復性
耐震性能1： 地震によって橋としての健全性を損なわない性能	落橋に対する安全性を確保する	地震前と同じ橋としての機能を確保する	機能回復のための修復を必要としない	軽微な修復でよい
耐震性能2： 地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能	落橋に対する安全性を確保する	地震後橋としての機能を速やかに回復できる	機能回復のための修復が応急修復で対応できる	比較的容易に恒久復旧を行うことが可能である
耐震性能3： 地震による損傷が橋として致命的とならない性能	落橋に対する安全性を確保する	—	—	—

道示V
(H24. 3)
表-解2. 2. 1

表一解 1 - 2 設計地震動と目標とする橋の耐震性能

設計地震動		A種の橋	B種の橋
レベル1地震動		地震によって橋としての健全性を損なわない性能(耐震性能1)	
レベル2地震動	タイプIの地震動 (プレート境界型の大規模な地震)	地震による損傷が橋として致命的とならない性能(耐震性能3)	地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能(耐震性能2)
	タイプIIの地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)		

道示V
(H24. 3)
表-解2. 2. 2

1 - 3 橋の重要度の区分

A種の橋ならびにB種の橋は、表1-1に示すように区分するものとする。

表1-1 橋の重要度の区分

橋の重要度の区分	対象となる橋
A種の橋	下記以外の橋
B種の橋	<ul style="list-style-type: none"> 高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋 都道府県道、市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等からとくに重要な橋

道示V
(H24. 3)
表-2. 3. 1

2 設計地震動

2-1 一般

レベル1地震動及びレベル2地震動は、それぞれ、道示V4.2及び道示V4.3の規定により設定するものとする。

道示V
(H24.3)
4.1

2-2 レベル1地震動

(1) レベル1地震動は、(2)に規定する加速度応答スペクトルに基づいて設定しなければならない。

道示V
(H24.3)
4.2

表2-1 レベル1地震動の標準加速度応答スペクトル S_0

地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_0 (gal)		
	$T < 0.1$ $S_0 = 431 T^{1/3}$ ただし、 $S_0 \geq 160$	$0.1 \leq T \leq 1.1$ $S_0 = 200$	$1.1 < T$ $S_0 = 220/T$
I種			
II種	$T < 0.2$ $S_0 = 427 T^{1/3}$ ただし、 $S_0 \geq 200$	$0.2 \leq T \leq 1.3$ $S_0 = 250$	$1.3 < T$ $S_0 = 325/T$
III種	$T < 0.34$ $S_0 = 430 T^{1/3}$ ただし、 $S_0 \geq 240$	$0.34 \leq T \leq 1.5$ $S_0 = 300$	$1.5 < T$ $S_0 = 450/T$

表-4.2.1

2-3 レベル2地震動

(1) レベル2地震動は、(2)に規定する加速度応答スペクトルに基づいて設定しなければならない。

道示V
(H24.3)
4.3

表2-2 タイプIの地震動の標準加速度応答スペクトル S_{I0}

地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_{I0} (gal)		
	$T < 0.16$ $S_{I0} = 2,579 T^{1/3}$	$0.16 \leq T \leq 0.6$ $S_{I0} = 1,400$	$0.6 < T$ $S_{I0} = 840/T$
I種			
II種	$T < 0.22$ $S_{I0} = 2,153 T^{1/3}$	$0.22 \leq T \leq 0.9$ $S_{I0} = 1,300$	$0.9 < T$ $S_{I0} = 1,170/T$
III種	$T < 0.34$ $S_{I0} = 1,719 T^{1/3}$	$0.34 \leq T \leq 1.4$ $S_{I0} = 1,200$	$1.4 < T$ $S_{I0} = 1,680/T$

表-4.3.1
表-4.3.2

表2-3 タイプIIの地震動の標準加速度応答スペクトル S_{II0}

地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_{II0} (gal)		
	$T < 0.3$ $S_{II0} = 4,463 T^{2/3}$	$0.3 \leq T \leq 0.7$ $S_{II0} = 2,000$	$0.7 < T$ $S_{II0} = 1,104/T^{5/3}$
I種			
II種	$T < 0.4$ $S_{II0} = 3,224 T^{2/3}$	$0.4 \leq T \leq 1.2$ $S_{II0} = 1,750$	$1.2 < T$ $S_{II0} = 2,371/T^{5/3}$
III種	$T < 0.5$ $S_{II0} = 2,381 T^{2/3}$	$0.5 \leq T \leq 1.5$ $S_{II0} = 1,500$	$1.5 < T$ $S_{II0} = 2,948/T^{5/3}$

2-4 地域別補正係数

レベル1地震動の地域別補正係数 C_z 、レベル2地震動（タイプI）の地域別補正係数 C_{Iz} 及びレベル2地震動（タイプII）の地域別補正係数 C_{IIz} は、表2-4に示す地域区分に応じた値とする。ただし、架橋地点が地域区分の境界線上にある場合においては、係数の大きい方を用いなければならない。

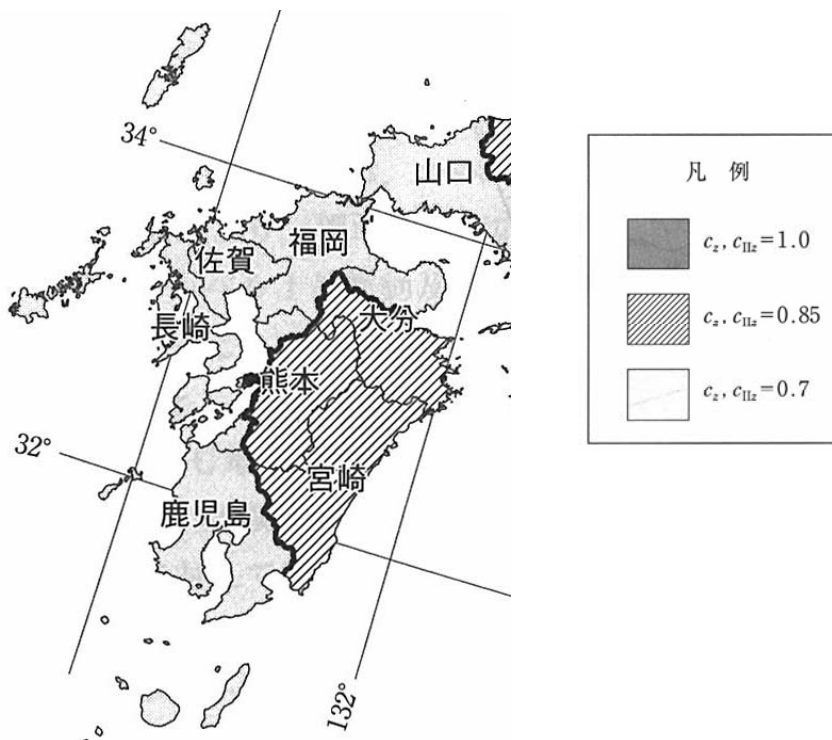
表2-4 地域別補正係数と地域区分

地域区分	地域別補正係数			対象地域
	c_z	c_{Iz}	c_{IIz}	
A1	1.0	1.2	1.0	千葉県のうち館山市、木更津市、勝浦市、鴨川市、君津市、富津市、南房総市、夷隅郡、安房郡 神奈川県 山梨県のうち富士吉田市、都留市、大月市、上野原市、西八代郡、南巨摩郡、南都留郡 静岡県 愛知県のうち名古屋市、豊橋市、半田市、豊川市、津島市、刈谷市、西尾市、蒲郡市、常滑市、稲沢市、新城市、東海市、大府市、知多市、豊明市、田原市、愛西市、清須市、弥富市、あま市、海部郡、知多郡、額田郡、北設楽郡のうち東栄町 三重県（津市、松阪市、名張市、亀山市、いなべ市、伊賀市、三重郡菰野町を除く。） 和歌山県のうち新宮市、西牟婁郡、東牟婁郡 徳島県のうち那賀郡、海部郡
A2	1.0	1.0	1.0	A1, B1, B2, C地域以外の地域
B1	0.85	1.2	0.85	愛媛県のうち宇和島市、北宇和郡、南宇和郡 高知県（B2地域に掲げる地域を除く。） 宮崎県のうち延岡市、日向市、児湯郡（西米良村及び木城町を除く。）、東臼杵郡のうち門川町
B2	0.85	1.0	0.85	北海道のうち札幌市、函館市、小樽市、室蘭市、北見市、夕張市、岩見沢市、網走市、苫小牧市、美唄市、芦別市、江別市、赤平市、三笠市、千歳市、滝川市、砂川市、歌志内市、深川市、富良野市、登別市、恵庭市、伊達市、北広島市、石狩市、北斗市、石狩郡、松前郡、上磯郡、亀田郡、茅部郡、二世郡、山越郡、檜山郡、爾志郡、奥尻郡、瀬棚郡、久遠郡、島牧郡、寿都郡、磯谷郡、虻田郡、岩内郡、古宇郡、積丹郡、古平郡、余市郡、空知郡、夕張郡、樺戸郡、雨竜郡、上川郡（上川総合振興局）のうち東神楽町、上川町、東川町及び美瑛町、勇払郡、網走郡、斜里郡、常呂郡、有珠郡、白老郡 青森県のうち青森市、弘前市、黒石市、五所川原市、むつ市、つがる市、平川市、東津軽郡、西津軽郡、中津軽郡、南津軽郡、北津軽郡、下北郡、秋田県、山形県 福島県のうち会津若松市、郡山市、白河市、須賀川市、喜多方市、岩瀬郡、南会津郡、耶麻郡、河沼郡、大沼郡、西白河郡 新潟県 富山県のうち魚津市、滑川市、黒部市、下新川郡 石川県のうち輪島市、珠洲市、鳳珠郡

道示V
(H24. 3)
4. 4

道示V
(H24. 3)
表-4. 4. 1

地域区分	地域別補正係数			対象地域
	c_2	c_{1z}	c_{11z}	
B2	0.85	1.0	0.85	鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡 島根県、岡山県、広島県 徳島県のうち美馬市、三好市、美馬郡、三好郡 香川県のうち高松市、丸亀市、坂出市、普通寺市、観音寺市、三豊市、小豆郡、香川郡、綾歌郡、仲多度郡 愛媛県（B1地域に掲げる地域を除く。） 高知県のうち長岡郡、土佐郡、吾川郡（いの町のうち旧伊野町の地区を除く。） 熊本県（C地域に掲げる地域を除く。） 大分県（C地域に掲げる地域を除く。） 宮崎県（B1地域に掲げる地域を除く。）
C	0.7	0.8	0.7	北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡（上川総合振興局）のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町及び下川町、中川郡（上川総合振興局）、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡 山口県、福岡県、佐賀県、長崎県 熊本県のうち荒尾市、水俣市、玉名市、山鹿市、宇土市、上天草市、天草市、玉名郡、葦北郡、天草郡 大分県のうち中津市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、国東市、東国東郡、速見郡 鹿児島県（奄美市及び大島郡を除く。） 沖縄県



道示V

(H24. 3)

図-解4. 4. 2

図-解2-1 レベル1地震動及びレベル2地震動(タイプII)の地域別補正係数

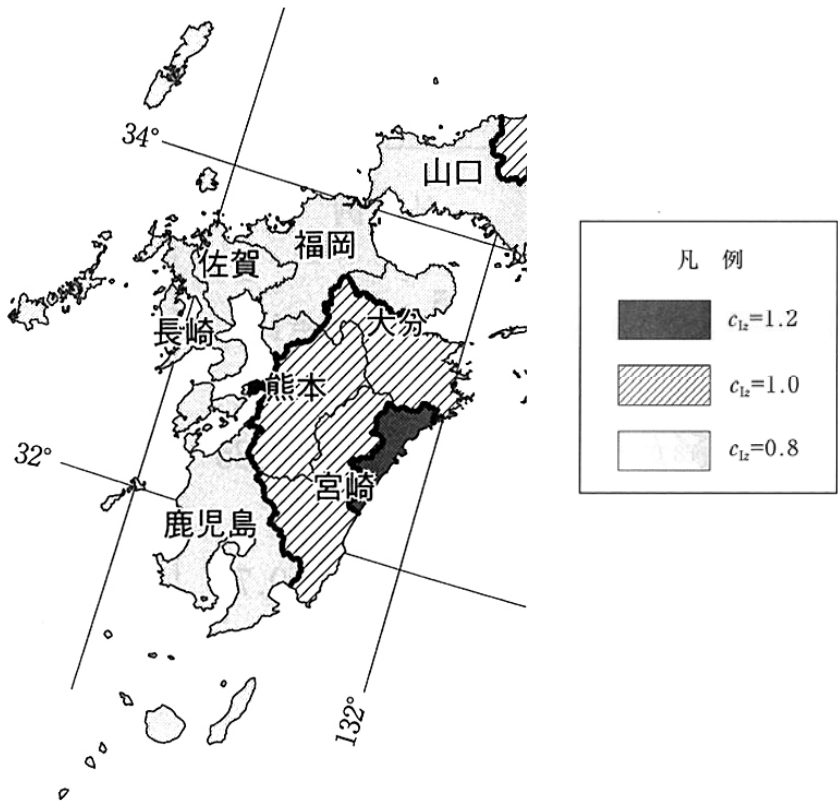


図-解2-2 レベル2地震動(タイプI)の地域別補正係数

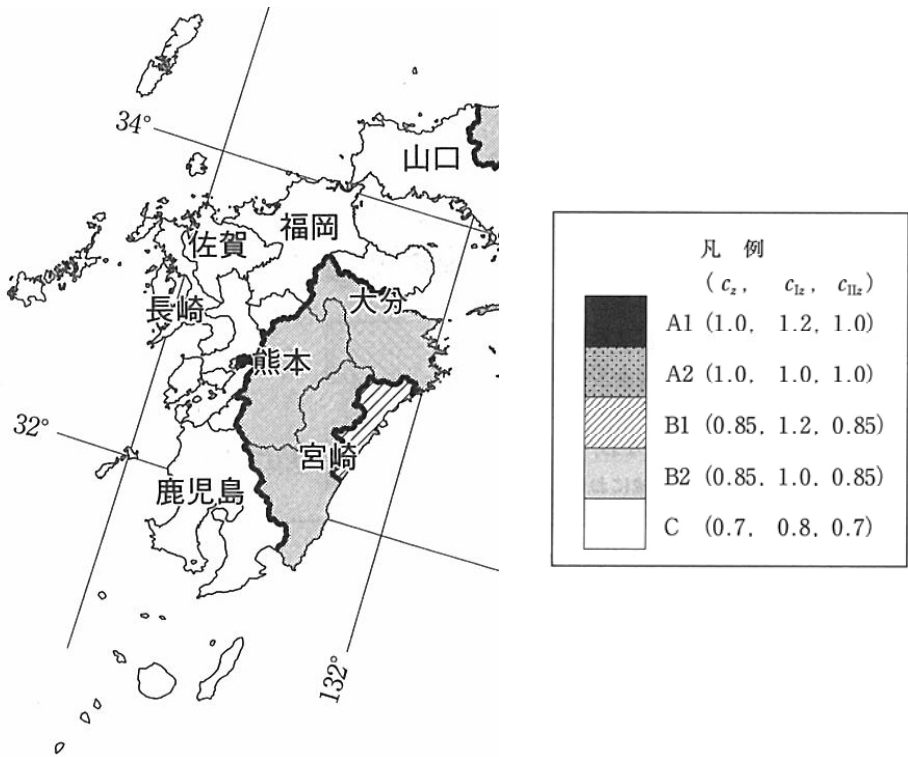


図-解2-3 道示V表-4.4.1に示す地域別補正係数

道示V

(H24. 3)

図-解4. 4. 3

道示V

(H24. 3)

4. 4

図-解4. 4. 4

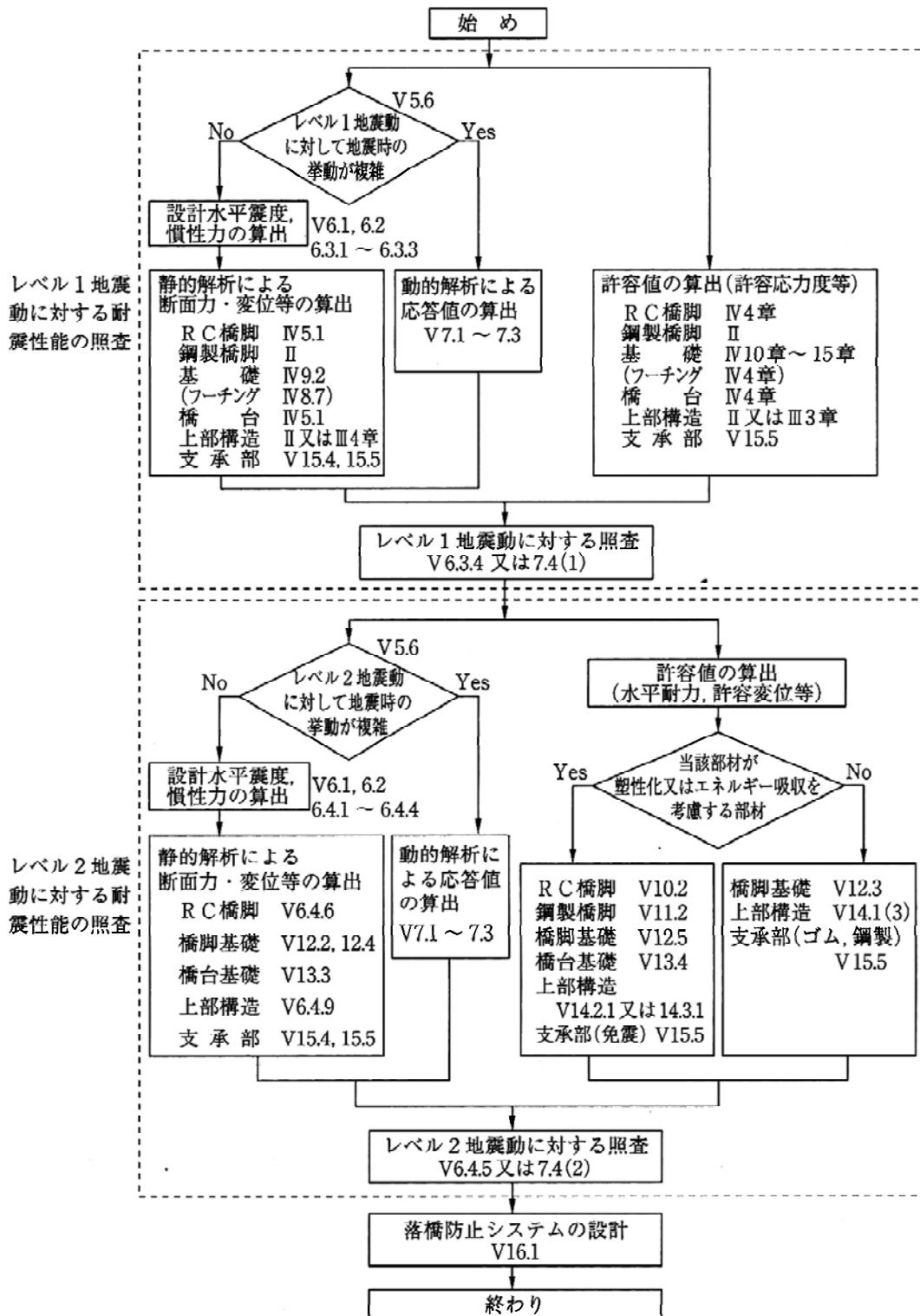
3 耐震性能の照査

3-1 一般

- (1) 耐震性能の照査にあたっては、道示V5. 2から道示V5. 4までに規定する橋の限界状態に基づき、各部材の限界状態を適切に設定するものとする。
- (2) 橋を構成する部材のうち、地震の影響を支配的に受ける部材には、道示V5. 5の規定を満たす部材を用いなければならない。
- (3) 耐震性能の照査は、設計地震動によって生じる各部材の状態が、(1)の規定により設定した当該部材の限界状態を超えないことを照査することにより行わなければならない。耐震性能の照査方法は道示V5. 6の規定による。
- (4) 道示V2. 2(5)に規定する上部構造の落下を防止するための配慮については、道示V5. 7の規定による。

道示V
(H24. 3)
5. 1

3-2 耐震設計の流れ



道示V
(H24. 3)

図-解5. 1. 1

図-解3-1 耐震設計の流れと関連する主な条文の規定箇所

3-3 各耐震性能に対する橋の限界状態

3-3-1 耐震性能1に対する橋の限界状態

耐震性能1に対する橋の限界状態は、地震によって橋全体系としての力学特性が弾性域を超えない範囲内で適切に定めるものとする。

道示V
(H24. 3)
5. 2

3-3-2 耐震性能2に対する橋の限界状態

- (1) 耐震性能2に対する橋の限界状態は、塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復が容易に行い得る範囲内で適切に定めなければならない。
- (2) 塑性化を考慮する部材としては、確実にエネルギー吸収を図ることができ、かつ速やかに修復を行うことが可能な部材を選定しなければならない。
- (3) 橋の構造特性を踏まえ、塑性化を考慮する部材を適切に組み合わせるとともに、その組み合わせに応じて、各部材の限界状態を適切に設定するものとしなければならない。

道示V
(H24. 3)
5. 3

表一解3-2 一般的な橋に対する塑性化（非線形性）を考慮する部材の組合せの例と各部材の限界状態（耐震性能2）

各部材の 限界状態	塑性化又はエネルギー吸収を考慮する部材		橋脚	橋脚	基礎	免震支承と橋脚
	橋	脚	橋脚	脚	基礎	免震支承と橋脚
橋脚	損傷の修復が容易に行い得る限界の状態	損傷の修復が容易に行い得る限界の状態	損傷の修復が容易に行い得る限界の状態	損傷の修復が容易に行い得る限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	限定的な塑性化にとどまる限界の状態
橋台	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態
支承部	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	免震支承によるエネルギー吸収が確保できる限界の状態
上部構造	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態
基礎	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	速やかな機能回復に支障となるような変形や損傷が生じない限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態
フーチング	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態
適用する橋の例	免震橋以外の一般的なけた橋等	ラーメン橋	ラーメン橋	橋脚躯体が設計地震力に対して十分大きな耐力を有している場合や液状化の影響のあるようなやむを得ない場合	免震橋	免震橋

道示V
(H24. 3)
表一解5. 3. 1

3-3-3 耐震性能3に対する橋の限界状態

- (1) 耐震性能3に対する橋の限界状態は、塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の保有する塑性変形性能を超えない範囲内で適切に定めなければならない。
- (2) 塑性化を考慮する部材としては、確実にエネルギー吸収を図ることができる部材を選定しなければならない。
- (3) 橋の構造特性を踏まえ、塑性化又はエネルギー吸収を考慮する部材を適切に組み合わせるとともに、その組み合わせに応じて、各部材の限界状態を適切に設定しなければならない。

道示V
(H24. 3)
5. 4

表一解3-3 一般的な橋に対する塑性化（非線形性）を考慮する部材の組合せの例と各部材の限界状態（耐震性能3）

塑性化又はエネルギー吸収を考慮する各部材の限界状態	橋脚	橋脚 〔上部構造に副次的な塑性化を考慮する場合〕	基礎	免震支承と橋脚
橋脚	橋脚の水平耐力を保持できる限界の状態	橋脚の水平耐力を保持できる限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	限定的な塑性化にとどまる限界の状態
橋台	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態
支承部	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	免震支承によるエネルギー吸収が確保できる限界の状態
上部構造	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態
基礎	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	速やかな機能回復に支障となるような変形や損傷が生じない限界の状態	副次的な塑性化にとどまる限界の状態
	フーチング	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態
適用する橋の例	免震橋以外の一般的なけた橋等	ラーメン橋	橋脚躯体が設計地震力に対して十分な耐力を有している場合や液状化の影響のあるようなやむを得ない場合	免震橋

道示V
(H24. 3)
表一解5. 4. 1

3-4 耐震性能の照査方法

- (1) 耐震性能の照査は、設計地震動、橋の構造形式とその限界状態に応じて、適切な方法に基づいて行わなければならない。
- (2) 地震時の挙動が複雑ではない橋に対しては、道示V 6章に規定する静的照査法により耐震性能の照査を行えば、(1)を満足するとみなしてよい。地震時の挙動が複雑な橋に対しては、道示V 7章に規定する動的照査法により照査を行えば、(1)を満足するとみなしてよい。

道示V
(H24. 3)
5. 6

表一解3-4 地震時の挙動の複雑さと耐震性能の照査方法

橋の動的特性 照査 をする 耐震性能	地震時の挙動が 複雑ではない橋	塑性化やエネルギー 吸収を複数箇所に考 慮する橋及びエネ ルギ一定則の適用性 が十分検討されてい ない構造の橋	静的解析の適用性が限定される橋	
			高次モードの 影響が懸念さ れる橋	塑性ヒンジが形 成される箇所が はっきりしない 橋、複雑な振動 挙動をする橋
耐震性能 1	静的照査法	静的照査法	動的照査法	動的照査法
耐震性能 2 耐震性能 3	静的照査法	動的照査法	動的照査法	動的照査法
適用する橋の例	<ul style="list-style-type: none"> 固定支承と可動支承により支持される桁橋 (曲線橋を除く) 両端橋台の単純桁橋 (免震橋を除く) 	<ul style="list-style-type: none"> 弾性支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋 免震橋 ラーメン橋 鋼製橋脚に支持される橋 	<ul style="list-style-type: none"> 固有周期の長い橋 橋脚高さが高い橋 	<ul style="list-style-type: none"> 斜張橋、吊橋等のケーブル系の橋 アーチ橋 トラス橋 曲線橋

道示V
(H24. 3)
表一解5. 6. 1

3-5 上部構造の落下防止対策

- (1) 橋の複雑な地震応答や流動化に伴う地盤変位等が原因による支承部の破壊により、上部構造と下部構造との間に大きな相対変位が生じる状態に対して、上部構造の落下を防止できるように、適切な対策を講じなければならない。
- (2) 道示V 16章に規定する落橋防止システムを設ける場合においては、(1)を満たすものとみなす。

道示V
(H24. 3)
5. 7

4 静的照査法による耐震性能の照査方法

4-1 一般

- (1) 道示V5.6(2)の規定に基づき、レベル1地震動に対する耐震性能の照査を静的照査法により行う場合においては、道示V6.2の規定により荷重を算出し、道示V6.3に規定する弾性域の振動特性を考慮した震度法により耐震性能1の照査を行うことを標準とする。
- (2) 道示V5.6(2)の規定に基づき、レベル2地震動に対する耐震性能の照査を静的照査法により行う場合においては、道示V6.2の規定により荷重を算出し、道示V6.4に規定する地震時保有水平耐力法により耐震性能2又は耐震性能3の照査を行うことを標準とする。

道示V
(H24.3)
6.1

4-2 レベル1地震動に対する耐震性能の照査

4-2-1 一般

弾性域の振動特性を考慮した震度法による耐震性能1の照査は、道示V6.2.4に規定する地震時土圧、道示V6.2.5に規定する地震時動水圧及び道示V6.3.2の規定により算出する慣性力を作用させた時に各部材に生じる断面力、変位等を算出し、道示V6.3.4の規定に基づいて行うものとする。

道示V
(H24.3)
6.3.1

4-2-2 耐震性能1の照査

鉄筋コンクリート橋脚及び橋台の照査は下部構造編5.1、基礎の照査は下部構造編5.1及び下部構造編9.2、鋼製橋脚及び鋼上部構造の照査は鋼橋編、コンクリート上部構造の照査はコンクリート橋編4章の設計荷重作用時の照査、免震橋の照査は道示V9章、支承部の照査は道示V15.1の規定に基づいてそれぞれ行う。また、上部構造端部構造に関する設計は、道示V14.4の規定による。

道示V
(H24.3)
6.3.4

表一解4-1 耐震性能1に対する主な照査項目

耐震性能1を満足する各 部材の限界状態の組合せ			耐震性能の観点		主 な 照 査 項 目
			照査におい て支配的と なる観点		
上部 構造	本体	力学特性が弾 性域を超えない 限界の状態	耐震設計上 の修復性 耐震設計上 の供用性	耐震設計上 の安全性	応力度<許容応力度
	伸縮 装置	損傷が生じな い限界の状態	耐震設計上 の修復性 耐震設計上 の供用性	耐震設計上 の安全性	地震時設計伸縮量 <伸縮装置の伸縮量
支 承 部	ゴム 支承	力学特性が弾 性域を超えない 限界の状態	耐震設計上 の修復性 耐震設計上 の供用性	耐震設計上 の安全性	せん断ひずみ<許容せん断ひずみ 応力度<許容応力度
	鋼製 支承				応力度<許容応力度
橋 脚 及 び 橋 台		力学特性が弾 性域を超えない 限界の状態	耐震設計上 の修復性 耐震設計上 の供用性	耐震設計上 の安全性	応力度<許容応力度
基 礎		基礎の力学特 性が弾性域を 超えることなく、 基礎を支持する 地盤の力学特性 に大きな変化が 生じない限界の 状態	耐震設計上 の修復性 耐震設計上 の供用性	耐震設計上 の安全性	支持力<許容支持力 応力度<許容応力度 応答変位<許容変位
フ ー チ ン グ		力学特性が弾 性域を超えない 限界の状態	耐震設計上 の修復性 耐震設計上 の供用性	耐震設計上 の安全性	応力度<許容応力度

道示V
(H24. 3)
表-解6. 3. 1

4-3 レベル2地震動に対する耐震性能の照査

4-3-1 一般

- (1) 地震時保有水平耐力法による耐震性能2又は耐震性能3の照査は、道示V6. 2. 4に規定する地震時土圧、道示V6. 2. 5に規定する地震時動水圧及び道示V6. 4. 2の規定により算定する慣性力を作用させた時に各部材に生じる断面力、変位等を算出し、道示V6. 4. 5の規定に基づいて行うものとする。
- (2) 地震時保有水平耐力法による耐震性能の照査では、原則として、6. 4. 2の規定により慣性力を算出した後、設計振動単位を1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分を単位とする構造系に分割して行うものとする。

道示V
(H24. 3)
6. 4. 1

4-3-2 耐震性能2又は耐震性能3の照査

鉄筋コンクリート橋脚の照査は道示V6. 4. 6、橋脚基礎の照査は道示V6. 4. 7、橋台基礎の照査は道示V6. 4. 8、上部構造の照査は道示V6. 4. 9、支承部の照査は道示V6. 4. 10の規定に基づいて行うものとする。また、橋脚と同様の振動特性を有する橋台及びその橋台基礎の照査は、道示V6. 4. 6及び道示V6. 4. 7の規定によりそれぞれ行うものとする。

道示V
(H24. 3)
6. 4. 5

表一解4-2 耐震性能2に対する主な照査項目

(一般的なけた橋で、橋脚に主たる塑性化を考慮することを設計条件とした場合の例)

耐震性能2を満足する各 部材の限界状態の組合せ			耐震性能の観点		主 な 照 査 項 目
			照査におい て支配的と なる観点		
上 部 構 造	遊間	損傷が生じな い限界の状態	耐震設計上 の修復性	耐震設計上 の供用性	上部構造端部の遊間の設計値 < 上部構造端部の遊間
		安定した力学 的特性を示す 限界の状態	耐震設計上 の修復性	耐震設計上 の供用性 耐震設計上 の安全性	せん断ひずみ<許容せん断ひずみ 断面力<耐力
支 承 部	鋼製 支承	力学的特性が 弾性域を超え ない限界の状態			断面力<耐力
		損傷の修復を 容易に行い得 る限界の状態	耐震設計上 の修復性 耐震設計上 の供用性	耐震設計上 の安全性	慣性力<地震時保有水平耐力 残留変位<許容残留変位
基 礎	フーチ ング	副次的な塑性 化にとどまる 限界の状態	耐震設計上 の修復性 耐震設計上 の供用性	耐震設計上 の安全性	設計水平地震力<基礎の降伏耐力 作用せん断力<せん断耐力
		力学的特性が 弾性域を超え ない限界の状態	耐震設計上 の修復性 耐震設計上 の供用性	耐震設計上 の安全性	作用曲げモーメント <降伏曲げモーメント 作用せん断力<せん断耐力

道示V
(H24. 3)
表一解6. 4. 1

表一解4-3 耐震性能3に対する主な照査項目

(一般的なけた橋で、橋脚に主たる塑性化を考慮することを設計条件とした場合の例)

耐震性能3を満足する各 部材の限界状態の組合せ			耐震性能の観点		主 な 照 査 項 目
			照査において支配的となる観点		
上部 構造	遊間	損傷が生じない限界の状態	耐震設計上の修復性	耐震設計上の供用性	上部構造端部の遊間の設計値 ＜上部構造端部の遊間
支 承 部	ゴム 支承	安定した力学的特性を示す限界の状態	耐震設計上の修復性	耐震設計上の供用性 耐震設計上の安全性	せん断ひずみ＜許容せん断ひずみ 断面力＜耐力
	鋼製 支承	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態			断面力＜耐力
橋	脚	橋脚の水平耐力を保持できる限界の状態	耐震設計上の安全性		慣性力＜地震時保有水平耐力
基	礎	副次的な塑性化にとどまる限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	設計水平地震力＜基礎の降伏耐力 作用せん断力＜せん断耐力
	フーチング	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態	耐震設計上の修復性 耐震設計上の供用性	耐震設計上の安全性	作用曲げモーメント ＜降伏曲げモーメント 作用せん断力＜せん断耐力

道示V
(H24. 3)
表一解6. 4. 2

5 動的照査法による耐震性能の照査方法

5-1 一般

- (1) 道示V5.6(2)に規定する動的照査法による耐震性能の照査は、道示V7.2に規定する地震動を作用させた時に各部材に生じる断面力、変位等を動的解析により算出し、道示V7.4の規定に基づいて行うものとする。
- (2) 動的解析では、解析目的及び設計地震動のレベルに応じて、道示V7.3の規定により適切な解析モデルを設定するとともに、適切な解析方法を選定するものとする。

道示V
(H24.3)
7.1

5-2 動的解析に用いる地震動

- (1) 動的解析に用いる地震動は、レベル1地震動に対しては道示V4.2、レベル2地震動に対しては道示V4.3に規定する設計地震動に基づき設定しなければならない。
- (2) 次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
 - 1) 応答スペクトル法を用いる場合
レベル1地震動に対しては道示V式(4.2.1)、また、レベル2地震動に対しては道示V式(4.3.1)及び道示V式(4.3.2)により算出する加速度応答スペクトルを用いる。
 - 2) 時刻歴応答解析法を用いる場合
レベル1地震動に対しては道示V式(4.2.1)、また、レベル2地震動に対しては道示V式(4.3.1)及び道示V式(4.3.2)により算出する加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振幅調整した加速度波形を用いる。
- (3) 地震動は、橋への影響が大きくなる方向に入力しなければならない。

道示V
(H24.3)
7.2

5-3 解析モデル及び解析方法

5-3-1 解析方法

道示V
(H24. 3)
7. 3. 1

- (1) 動的解析に際しては、解析目的及び設計地震動のレベルに応じて、適切な解析方法を用いなければならない。
- (2) 次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
 - 1) レベル1振動に対する耐震性能1の照査では、弾性域における橋の動的特性を評価できる解析方法を用いる。
 - 2) レベル2地震動に対する耐震性能2又は耐震性能3の照査では、必要に応じて塑性化を考慮する部材の非線形の効果を含めた橋の動的特性を評価できる解析方法を用いる。

5-3-2 橋及び部材のモデル化

道示V
(H24. 3)
7. 3. 2

- (1) 橋全体系のモデル化は、橋の地震時の挙動を推進できるように、橋の構造特性、部材の材料特性、地盤の抵抗特性等に応じて、適切に行わなければならない。
- (2) 部材のモデル化は、その力学的特性に応じて適切に行わなければならない。
- (3) 動的解析における減衰特性のモデル化は、橋を構成する各要素の振動特性を考慮して、適切に設定しなければならない。

5-4 耐震性能の照査

道示V
(H24. 3)
7. 4

- (1) 耐震性能1の照査は、次による。
- 1) 鉄筋コンクリート橋脚及び橋台に対しては、動的解析により算出される断面に生じる応力度が下部構造編4章に規定する許容応力度以下となることを照査する。
 - 2) 鋼製橋脚の照査は、動的解析により算出される断面力を用いて鋼橋編の規定に基づいて行う。
 - 3) 橋脚基礎の照査は、動的解析により算出される橋脚基部の断面力を橋脚基礎に作用する地震力とし、下部構造編5. 1及び下部構造編9. 2の規定に基づいて行う。
 - 4) 鋼上部構造の照査は、動的解析により算出される断面力を用いて鋼橋編の規定に基づいて行う。コンクリート上部構造は、動的解析により算出される断面に生じる応力度が、コンクリート橋編3章に規定する許容応力度以下となることを照査する。また、上部構造端部構造に関する設計は、14. 4の規定に基づいて行う。
 - 5) 支承部の照査は、道示V15章の規定に基づいて行う。
- (2) 耐震性能2又は耐震性能3の照査は、次による。
- 1) 鉄筋コンクリート橋脚に対しては、動的解析により算出される応答塑性率が道示V10. 2に規定する許容塑性率以下となることを照査する。また、耐震性能2を確保する橋の鉄筋コンクリート橋脚に対しては、動的解析により算出される上部構造の慣性力の作用位置における橋脚の最大応答変位を用いて道示V式(6. 4. 9)により算出する残留変位が道示V6. 4. 6に規定する許容残留変位以下となることを照査する。
 - 2) 鋼製橋脚の照査は、道示V11章の規定に基づいて行う。
 - 3) 橋脚基礎の照査は、動的解析により算出される橋脚の応答値を用いて、道示V6. 4. 7の規定に基づいて行う。
 - 4) 橋台基礎の照査は、道示V8. 2. 3の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層を有する地盤上にある場合を対象として、動的解析により算出される支承部の応答値を用いて、道示V13章の規定に基づいて行う。
 - 5) 鋼上部構造又はコンクリート上部構造に対して、上部構造に塑性化を考慮する場合においては、動的解析により算出される応答値が、それぞれ、道示V14. 2. 1又は道示V14. 3. 1に規定する塑性域での耐力及び許容変形量以下となることを照査する。上部構造に塑性化を考慮しない場合においては、動的解析により算出される応答値を用いて、道示V14. 1(3)の規

定に基づいて照査を行う。また、上部構造端部構造に関する設計は、道示 V14. 4の規定に基づいて行う。

6) 支承部の照査は、道示 V15章の規定に基づいて行う。

(3) 免震橋の耐震性能の照査は、道示 V 9 章の規定に基づいて行う。

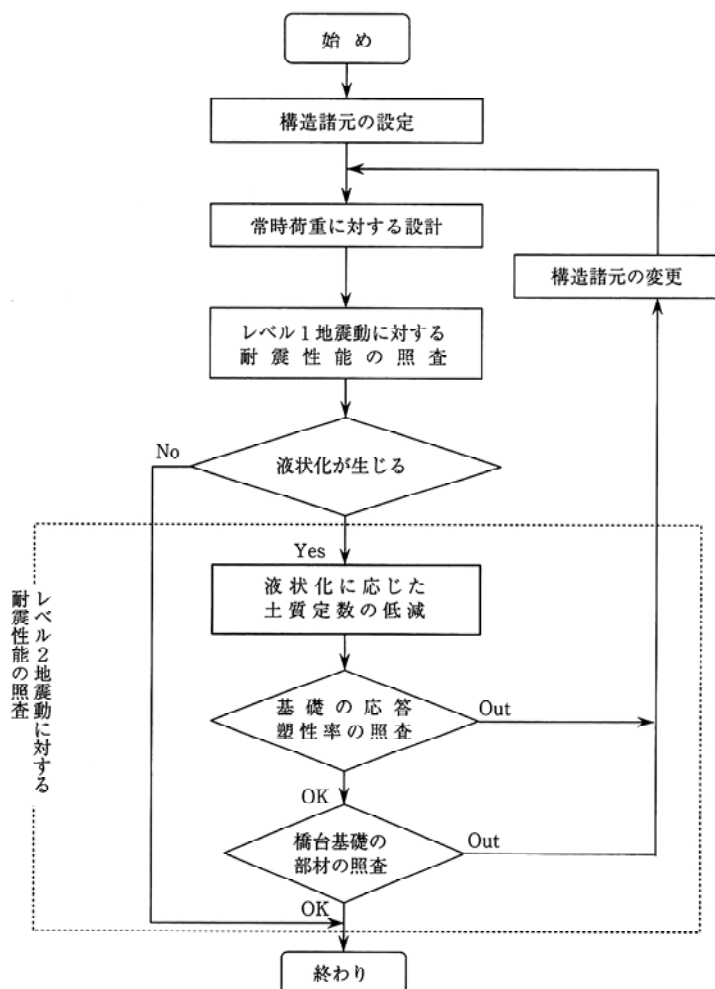
(4) 動的照査法により耐震性能の照査を行う場合においては、橋全体系としての耐震性が確保されていることに十分に留意しなければならない。

6 液状化が生じる地盤にある橋台基礎の応答値と許容値

6-1 一般

- (1) 耐震性能2又は耐震性能3の照査において、道示V8.2.3の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層を有する地盤にある橋台基礎の照査に用いる設計水平震度及び橋台基礎の応答塑性率は、それぞれ、道示V13.2及び道示V13.3の規定に基づいて算出するものとする。また、橋台基礎の許容塑性率は道示V13.4の規定に基づいて設定するものとする。
- (2) 橋台基礎の部材に生じる断面力に対する照査は、道示V13.5の規定に基づいて行うものとする。

道示V
(H24.3)
13.1



道示V
(H24.3)
図一解13.1.1

図一解6-1 地震時保有水平耐力法による橋台基礎の照査の手順

7. 鉄筋コンクリート部材の構造

7-1 鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形能を確保するための構造細目

道示V10. 8

(H24. 3)

(1) 鉄筋コンクリート橋脚において地震時に塑性化を考慮する領域の鉄筋の配置は、塑性変形能が確実に得られるように、次の事項を満たさなければならない。

- 1) 軸方向鉄筋は、10. 2に規定する地震時保有水平耐力が確実に保持できるように配置する。
- 2) 横拘束鉄筋は、軸方向鉄筋のはらみ出しを抑制する効果と横拘束鉄筋で囲まれるコンクリートを拘束する効果を確実に発揮できるような形式及び間隔で配置する。

(2) 鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋は、下部構造編 7 章に規定する構造細目を満たし、かつ、塑性化を考慮する領域においてかぶりコンクリートが剥離しても軸方向鉄筋が確実に機能するように配置する場合においては、(1) 1)を満たすものとみなす。

(3) 横拘束鉄筋の配置は、次の事項による場合においては、(1) 2)を満たすものとみなす。

- 1) 横拘束鉄筋のうちの帯鉄筋には異形棒鋼を用い、その直径は13mm以上、かつ軸方向鉄筋の直径よりも小さくする。塑性化を考慮する領域における帯鉄筋間隔は、帯鉄筋の直径に応じて表-10. 8. 1に示す値以下、かつ、断面高さの0. 2倍以下とする。この場合、断面高さは、矩形断面の場合においては短辺の長さ、また、円形断面の場合においては直径とする。

なお、弾性域に留まることが確実な領域では、帯鉄筋間隔の上限値は300mm としてもよい。ただし、高さ方向に対して途中で帯鉄筋の間隔を変化させる場合においては、その間隔を徐々に変化させなければならない。

表-解 7-1 帯鉄筋間隔の上限値(mm)

帯鉄筋の直径 ϕ_h (mm)	$13 \leq \phi_h < 20$	$20 \leq \phi_h < 25$	$25 \leq \phi_h < 30$	$\phi_h \geq 30$
帯鉄筋間隔の上限値(mm)	150	200	250	300

- 2) 帯鉄筋は、軸方向鉄筋を取り囲むように配置し、端部は次に示すフックをつけて帯鉄筋で囲まれるコンクリートに定着することを標準とし、フックのない重ね継手は原則として用いてはならない。また、フックとして直角フックを用いる場合においては、かぶりコンクリートが剥離し

てもフックがはずれないような構造とする。なお、帯鉄筋の継手部は高さ方向に千鳥状に配置する。鉄筋の種類に応じたフックの曲げ形状とフックの曲げ内半径は、下部構造編7.7の規定による。フックは、曲げ加工する部分の端部から次に示す値以上まっすぐにのばす。

i) 半円形フック：帯鉄筋の直径の8倍又は120mmのうち大きい値

ii) 鋭角フック：帯鉄筋の直径の10倍

iii) 直角フック：帯鉄筋の直径の12倍

3) 矩形断面の隅角部以外で帯鉄筋を継ぐ場合においては、帯鉄筋の直径の40倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、さらに2)に規定するフックを設けることを標準とする。

4) 横拘束鉄筋のうちの間帯鉄筋は、次の事項を満たさなければならない。

i) 中間帯鉄筋には、原則として帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋を用いる。

ii) 中間帯鉄筋の断面内配置間隔は、原則として1m以内とする。

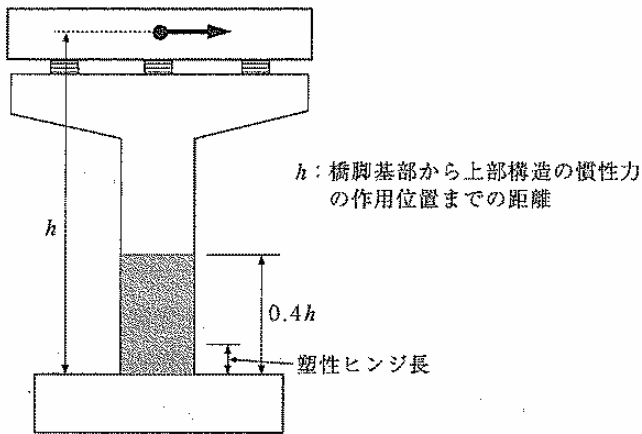
iii) 中間帯鉄筋は、帯鉄筋の配置される全ての断面で配筋する。

iv) 中間帯鉄筋は、断面周長方向に配筋される帯鉄筋に、2)に規定する半円形フック又は鋭角フックをかけて橋脚内部のコンクリートに定着することを標準とする。なお、軸方向鉄筋を2段以上配筋する場合においては、最も外側に配筋される帯鉄筋にフックをかければよい。

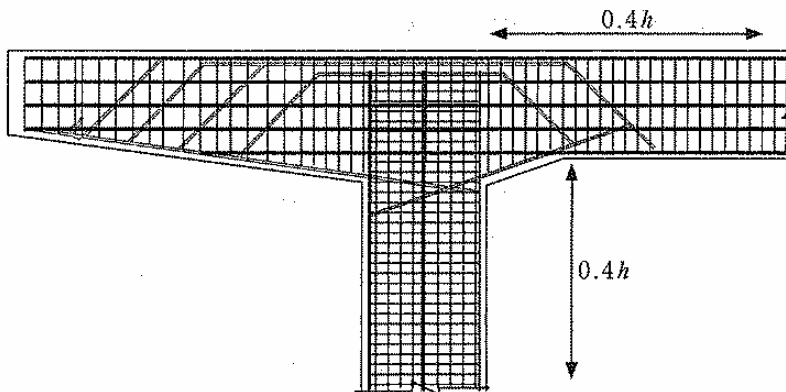
v) 中間帯鉄筋は、1本の連続した鉄筋、又は、橋脚断面内部に継手を有する2組の鉄筋により橋脚断面を貫通させることを標準とする。ただし、橋脚断面内部において継手を設ける場合においては、中間帯鉄筋の強度に相当する継手強度が確保できるように適切な継手構造を選定する。

(4) ラーメン橋脚の柱部材とはり部材の節点部においては塑性ヒンジが形成されないように配筋しなければならない。

(5) 中空断面を有する鉄筋コンクリート橋脚においては、中空断面の特性を踏まえて、塑性変形能が確実に発揮できるような形状及び配筋としなければならない。



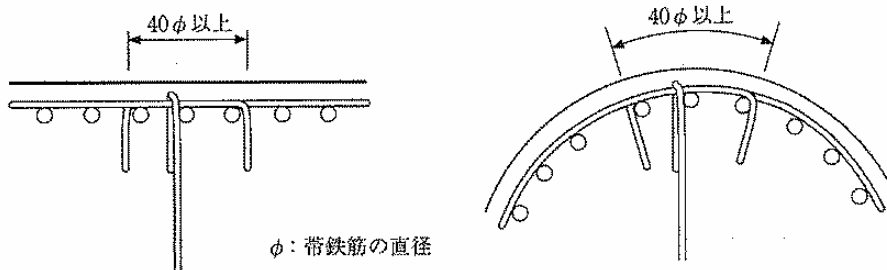
図一解7-1 塑性化を考慮する領域



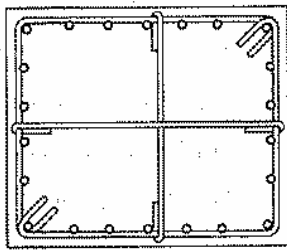
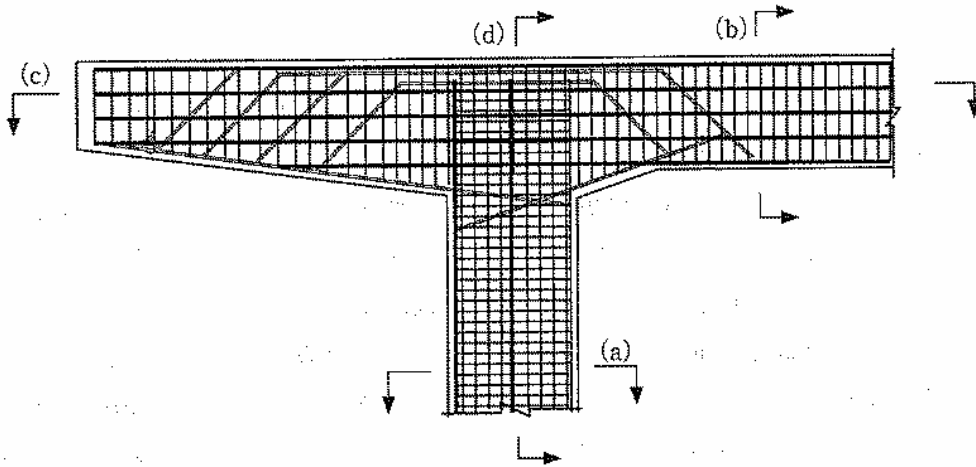
図一解7-2 ハンチがある場合の塑性化を考慮する領域の取り方

表一解7-2 JIS G 3112に規定される異形棒鋼に対する帯鉄筋間隔の設定の目安(mm)

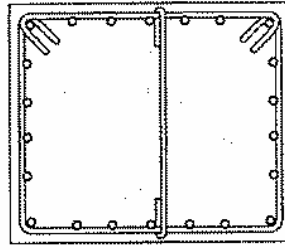
帯鉄筋の呼び径	D13, D16 及びD19	D22	D25, D29	D32
帯鉄筋間隔の目安 (mm)	150	200	250	300



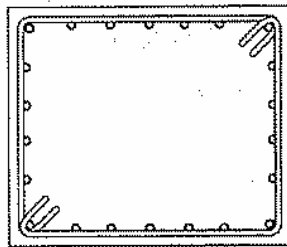
図一解7-3 直角フックを有する帯鉄筋の定着例



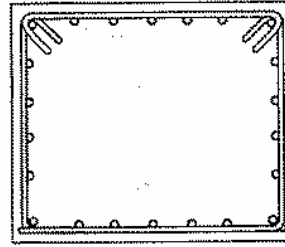
(a) 塑性化を考慮する領域の
柱部材の配筋例



(b) 塑性化を考慮する領域の
はり部材の配筋例



(c) 節点部の柱の配筋例



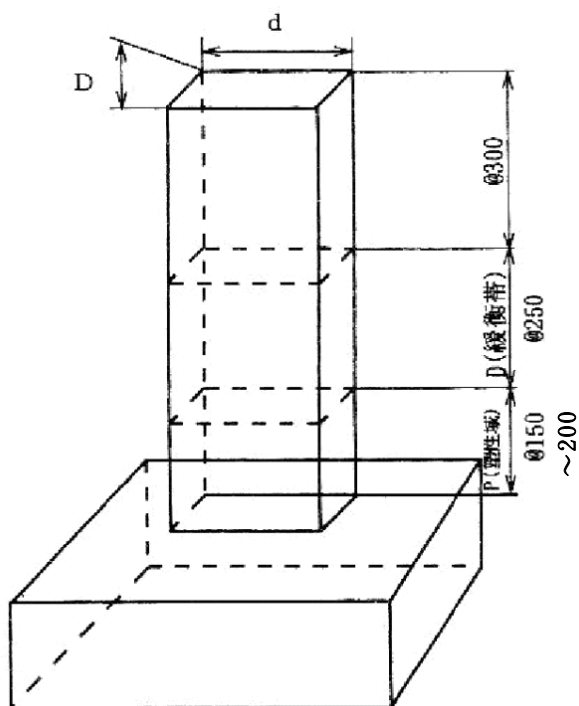
(d) 節点部のはりの配筋例

図一解7-4 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の柱はり節点部の配筋の標準
(節点部がT型の形状の場合の例)

7-2 道路橋示方書の改訂に伴う帯鉄筋配置方針について

道路橋示方書下部構造編第7章鉄筋コンクリート部材の構造細目において、橋脚の帯鉄筋について高さ方向の配置間隔は300mm以下とすることと規定されたところであるが、道路橋示方書第10章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率においては、塑性化を考慮する領域については帯鉄筋の直径に合わせ、150~300mm以下の間隔で配置することが標準とされ、あわせて帯鉄筋を途中で変化する場合はその間隔を徐々に変化させなければならぬと規定されているため今後は、下記の配置方針とする。

(配置方針)



(塑性域区間)

- ・橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 h の0.4倍の区間内にある塑性領域においては、帯鉄筋を直径に応じて150~300mmの間隔にて配置する。

(緩衝帯区間)

- ・帯鉄筋の配置間隔は150~200mm → 300mmへと急変することは避け、応力が分散するよう弱軸方向厚（橋脚断面の短辺長）分の緩衝区間を設けるものとし、その配置間隔は250mmを標準とする。

D：弱軸方向厚（Dとdの薄い方）

P：橋脚基部から慣性力の作用位置までの距離×0.4倍

帯鉄筋段落としについて梁と柱の変化点も300mmピッチとする。

8 支承部の照査

8-1 一般

- (1) 支承部は、レベル1地震動及びレベル2地震動により生じる水平力及び鉛直力に対して、共通編4.1.1(1)を満たす構造としなければならない。
- (2) 次による場合においては、(1)を満たすものとみなす。
 - 1) 支承部には、15.2に規定する支承部の基本条件を満たす支承を用いる。
 - 2) 支承部の照査は、15.3に規定するモデルを用いて算出する応答値に基づき、15.4の規定により算出する設計地震力を用いて、15.5の規定により行う。
 - 3) 支承部は15.6に規定する支承部の構造によるとともに、支承部から地震力の作用を受ける上部構造の部位は14.1(4)の規定に、また、下部構造の橋座部は下部構造編8.6の規定にそれぞれ基づいて設計する。

道示V15.1

(H24.3)

- (1) レベル1地震動及びレベル2地震動に対する支承部は、静的照査法を用いる場合においては15.4(2)に規定する設計地震力が作用したときに、また、動的照査法を用いる場合においては15.4(3)に規定する設計地震力が作用したときに、支承部に生じる応答値が支承本体及び取付部材の許容値以下となることを照査する。なお、照査においては、支承部に作用する水平方向の設計地震力と鉛直方向の設計地震力が同時に作用することを考慮しなければならない。
- (2) 支承部は、 $-0.3R_0$ の設計鉛直地震力が作用した際に、支承部に生じる断面力が当該部材の耐力以下となることを照査することを標準とする。ただし、式(15.4.2)による設計鉛直地震力 R_u が $-0.3R_0$ を超える場合、又は R_u が正の場合で鉛直方向の変位を拘束しなくても地震後に支承部の機能が確保される支承部構造を採用する場合には、この照査を省略してもよい。
- (3) 鋼製の支承本体及び鋼製の取付部材の照査は、割増係数1.7を考慮した許容応力度を用いて鋼橋編の照査法に準じて行うことを標準とする。ただし、レベル1地震動に対する照査における許容応力度は、鋼橋編の規定に従う。
- (4) ゴム製の支承本体の照査は、次による。
- 1) ゴム製の支承本体に生じるせん断ひずみはその許容値を超えないこと
 - 2) 地震時に水平変位を受けた状態においてゴム製の支承本体が座屈に対して安全であること
 - 3) 地震時に水平変位を受けた状態において鉛直地震力の作用によりゴム製の支承本体に生じる引張応力度がその許容値を超えないこと
 - 4) 鉛直地震力の作用によりゴム製の支承本体の内部鋼板に生じる引張応力度がその許容値を超えないこと
- なお、ゴム製の支承本体のせん断ひずみ及び引張応力度の許容値は、15.2(2)の規定に基づき、支承本体のせん断破壊及び引張破壊に対して安全性を確保できることを考慮して、使用する支承本体の特性に応じて適切に定める。また、ゴム製の支承本体の圧縮破壊及び座屈安定性に対して安全性を確保できるように、支承本体の圧縮応力度の許容値は支承本体の特性に応じて適切に定めるとともに、座屈に対して安定した形状の支承本体を用いる。

表一解8-1 上下部構造との取付部の作用力と作用位置の例

	弾性支承	固定支承		可動支承
作用力と作用位置				
上部構造との取付部	V H $M = H \cdot h_1 + V \cdot x/2$	V H $M = H \cdot h_1$	V H $M = H \cdot h_1$	V H $M = H \cdot h_1 + V \cdot x$
下部構造との取付部	V H $M = H \cdot h_2 + V \cdot x/2$	V H $M = H \cdot h_2$	V H $M = H \cdot h_2$	V H $M = H \cdot h_2$

- 注1) 表中の V は鉛直力, H は水平力, M は曲げモーメント, x は上下部構造間の相対変位をそれぞれ表す。
 2) 弾性支承の鉛直力の作用位置は、支承本体の下部構造側の面の中心から弾性変形量の1/2だけ偏心した位置とする。
 3) 可動支承の上部構造側の鉛直力の作用位置は、支承本体の中心から移動量だけ偏心した位置とする。
 4) 可動支承の取付部の照査に用いる地震力は、支承の静摩擦力に相当する力とする。

8-3 支承部の構造

- (1) 支承部としてねばりのある挙動をする材料及び構造を採用するとともに、応力集中が生じにくい構造としなければならない。
- (2) 支承部は、支承本体の取替えが可能な構造を標準とする。
- (3) 支承部が取り付けられる上下部構造の部位は、支承部の維持管理の確実性及び容易さ並びに支承部の取替えに配慮した構造とするのがよい。
- (4) 耐震性能2を確保する橋の支承部においては、支承部に破壊が生じた場合においても、上部構造を適切な高さに支持できるように、また、橋軸直角方向への上部構造の残留変位が過大にならないように配慮しなければならない。

道示V
(H24.3)

道示V15.6
(H24.3)

9 落橋防止システム

9-1 一般

道示 V 16. 1

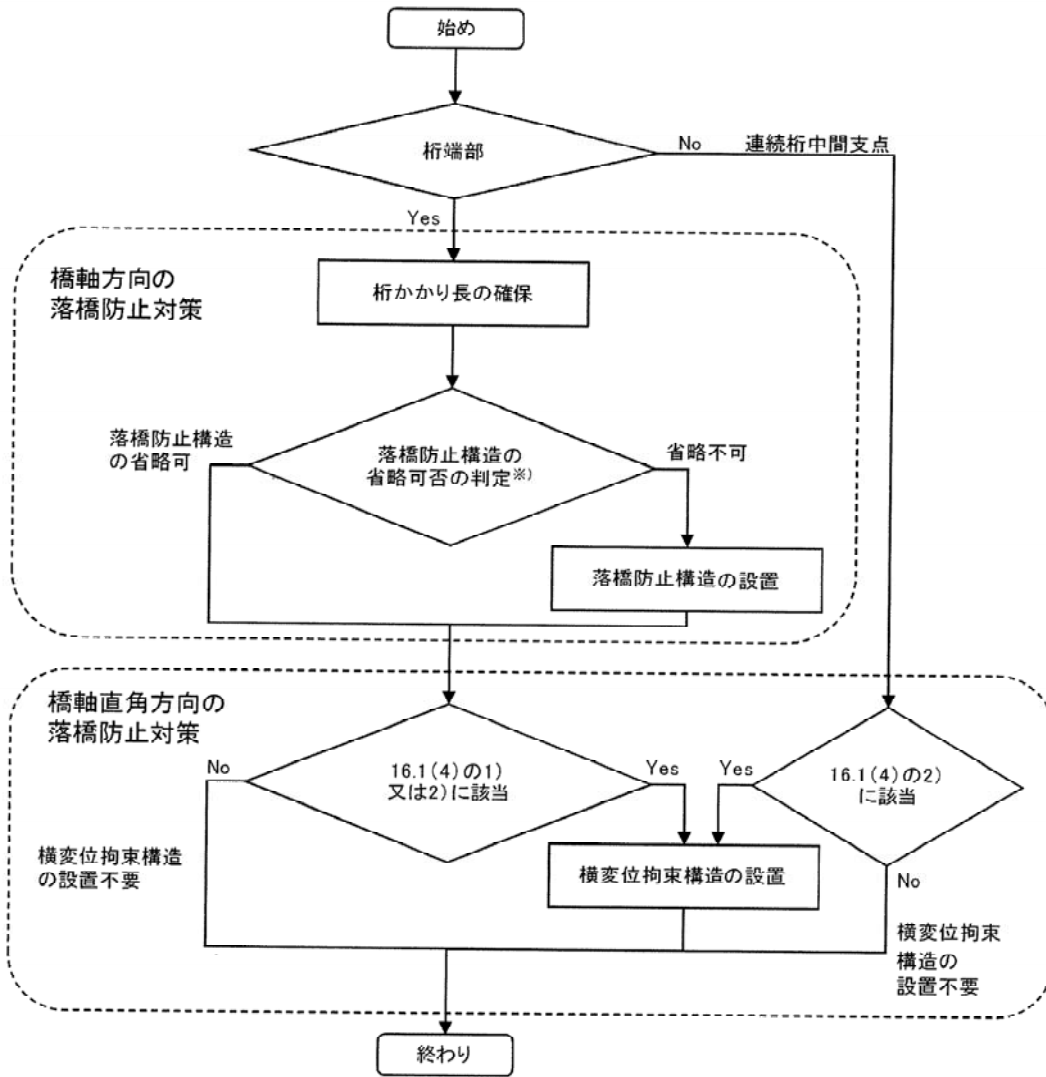
(H24. 3)

- (1) 5.7の規定に基づく上部構造の落下防止対策として、(2)に規定する桁
かかり長、落橋防止構造及び横変位拘束構造から適切に選定した落橋防止
システムを設置しなければならない。
- (2) 落橋防止システムを構成する各要素は次の機能を備えなければならない。
- 1) 桁かかり長
支承部が破壊したときに、上部構造が下部構造の頂部から逸脱するこ
とを防止する機能
 - 2) 落橋防止構造
支承部が破壊したときに、橋軸方向の上下部構造間の相対変位が桁か
かり長を超えないようにする機能
 - 3) 横変位拘束構造
支承部が破壊したときに、橋の構造的要因等によって上部構造が橋軸
直角方向に変位することを拘束する機能
- (3) 橋軸方向に対しては、橋の形式、地盤条件等に応じて、上部構造の端支
点を支持する下部構造において16.2に規定する桁かかり長を確保すると
ともに、16.3に規定する落橋防止構造を適切な箇所に設置し、また、橋
軸直角方向に対しては、(4)に規定する上部構造の橋軸直角方向への移動
により落橋する可能性のある橋に対して16.4に規定する横変位拘束構造
を適切な箇所に設置する場合においては、(1)を満たすものとみなす。た
だし、橋軸方向に大きな変位が生じにくい構造特性を有する橋又は端支点
の鉛直支持が失われても上部構造が落下しない構造特性を有する橋の場合
においては、落橋防止構造の設置を省略してもよい。
- (4) 上部構造の橋軸直角方向への移動により落橋する可能性のある橋とは、
次の条件のうちのいずれかに該当する橋とする。
- 1) 上部構造の構造条件や幾何学的条件から、支承部の破壊後に上部構造
が隣接桁や橋台の拘束を受けずに回転できる橋で、かつ径間数が1径間
又は2径間の一連の上部構造を有する橋

2) 下部構造

の頂部幅が狭い橋

(5) 落橋防止構造及び横変位拘束構造は、16.5に規定する構造細目によらなければならない。



道示 V 16.1
(H24.3)

※) 橋軸方向の落橋防止構造の省略の可否については、橋軸方向に大きな変位が生じにくい構造特性を有する橋、又は端支点の鉛直支持が失われても上部構造が落下しない構造特性を有する橋という観点から判定

図一解 9-1 落橋防止システム構成の基本的な考え方

橋軸方向に大きな変位が生じにくい構造特性を有する橋では、レベル2地震動に対して設計された支承部により上部構造が支持され、また、16.2に規定される桁かかり長も確保されることから、支承部の破壊に対する補完性又は代替性が一般には高く、その結果、落橋に対する安全性も高いため、橋軸方向の落橋防止構造を省略してもよいことを規定している。

道示V16.1

このような観点から、次の条件のいずれかに該当する場合には橋軸方向に大きな変位が生じにくい構造特性の橋であるとみなしてよい。

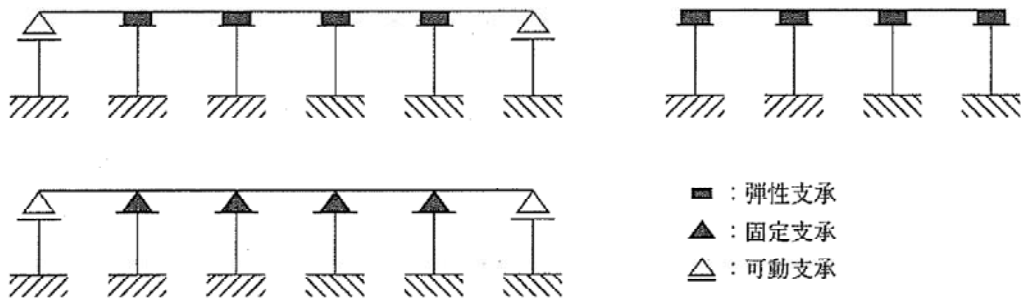
(H24.3)

1) 両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋

両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋は、橋長や地盤種別にかかわらず、構造特性により橋軸方向に落橋に至るような大きな相対変位が上下部構造間に生じにくい橋とみなすことができることが明らかになっている。これは、支承部が破壊した後に上部構造の橋軸方向の応答変位が過大となった場合にも、上部構造の他端部が橋台パラペットに衝突し、橋台や橋台背面の地盤の抵抗により上部構造の応答が拘束されるため、当該端支点における上下部構造間の相対変位は、一般には桁かかり長以下となると考えられるためである。ただし、6.4.5の規定における橋脚と同様の振動特性を有する橋台の場合には、一般的な条件の橋台のように橋台の背面の地盤の抵抗が期待できない可能性もあると考えられるため、本条件には該当しない。ここで、6.4.5の規定における橋脚と同様の振動特性を有する橋台とは、背面土等がない特殊な形式や橋台背面土に軽量盛土を用いた橋台である。

2) 橋軸方向に4基以上の下部構造において弾性支持又は固定支持される一連の上部構造を有する橋

水平力分散形式や多点固定形式により多点支持される橋では、支承部の破壊に対する補完性又は代替性が高いため、地盤種別にかかわらず、図-解16.1.2に示すような橋軸方向に4基以上の下部構造において弾性支持又は固定支持される一連の上部構造を有する橋は、構造特性により橋軸方向に落橋に至るような変位が生じにくい橋とみなすことができる。

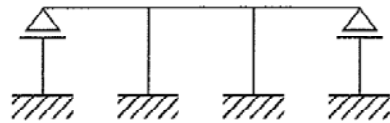


図一解9-2 橋軸方向に4基以上の下部構造において弾性支持又は固定支持される一連の上部構造を有する条件の例

3) 2基以上の下部構造が豪傑される上部構造を有するラーメン橋

ラーメン橋は、下部構造が上部構造に剛結された構造であり、この剛結部が破壊して上下部構造間が分離する可能性はきわめて低いことから、仮に端支点部の支承部が破壊しても橋軸方向に大きな応答変位が生じにくいいため、落橋に対する安全性は高い構造である。

道示V16.1
(H24.3)



図一解9-3 2基以上の下部構造が剛結される上部構造を有するラーメン橋の例

(1) 桁かかり長は、式(16.2.1)により算出する値以上とする。ただし、この値が式(16.2.2)による桁かかり長の最小値を下回る場合においては、桁かかり長は式(16.2.2)により算出する値以上とする。なお、斜橋や曲線橋のように橋軸方向と橋台に働く土庄の作用方向が一致しない場合においては、桁かかり長は支承線に直角な方向に確保する。

$$S_{ER} = u_R + u_G \dots\dots\dots(16.2.1)$$

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005l \dots\dots\dots(16.2.2)$$

$$u_G = \varepsilon_G L \dots\dots\dots(16.2.3)$$

ここに、

S_{ER} : 必要桁かかり長(m)

U_R : レベル2地震動により生じる支承部の最大応答変形量(m)で、8章に規定する橋に影響を与える地盤の液状化又は流動化が生じると判定される場合においては、この影響を適切に考慮する。ただし、 U_R の算出に際して落橋防止構造及び横変位拘束構造の効果は考慮してはならない。

U_G : 地震時の地盤ひずみによって生じる地盤の相対変位(m)

S_{EM} : 桁かかり長の最小値(m)

t_c : 地震時地盤ひずみで、地盤種別がⅠ種, Ⅱ種, Ⅲ種に対して、それぞれ、0.0025, 0.00375, 0.005とする。

L : 必要桁かかり長に影響を及ぼす下部構造間の距離(m)

l : 支間長(m)で、1橋脚上に2つの上部構造の端部が支持され両側の桁の支間長が異なる場合においては、大きい方の支間長を用いる。

(2) 16.1(4)1)の条件に該当する橋の場合においては、桁かかり長は、(1)の規定を満たすとともに、式(16.2.4)により算出する値以上とする。なお、上部構造両端の支承線が平行でなく非対称の斜橋では、両端いずれか小さい方の斜角を用いて $S_{E\theta R}$ を算出する。

$$S_{E\theta R} = 2L_{\theta} \sin(\alpha_E/2) \cos(\alpha_E/2 - \theta) \dots\dots\dots(16.2.4)$$

ここに

$S_{E\theta R}$: 16.1(4) 1)の条件に該当する橋の必要桁かかり長(m)

L_{θ} : 上部構造の一連の長さ(m)

θ : 斜角(°)

α_E : 限界脱落回転角(°)で、一般に、2.5°としてよい。

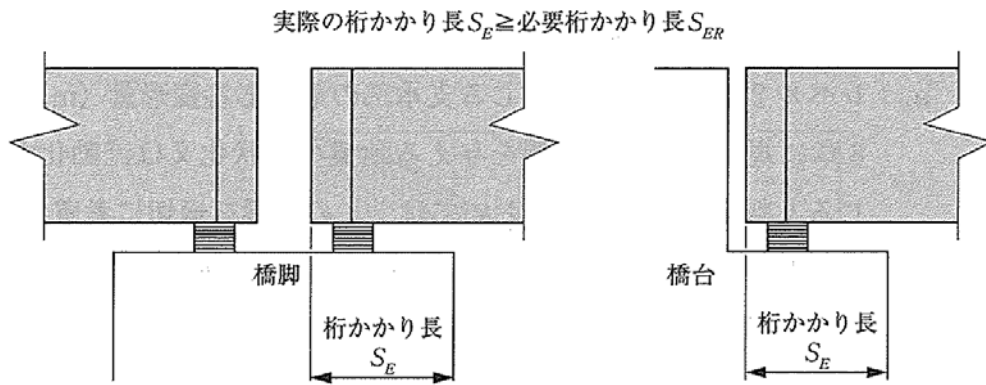


図-解9-4 桁かかり長

道示V16.2

(H24.3)

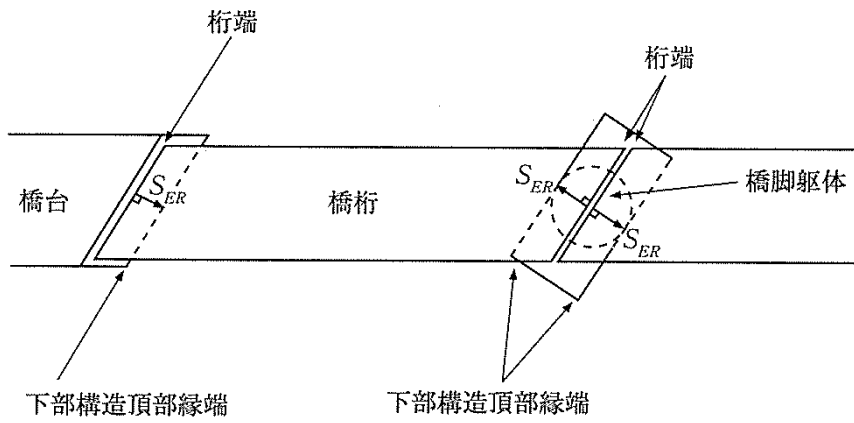
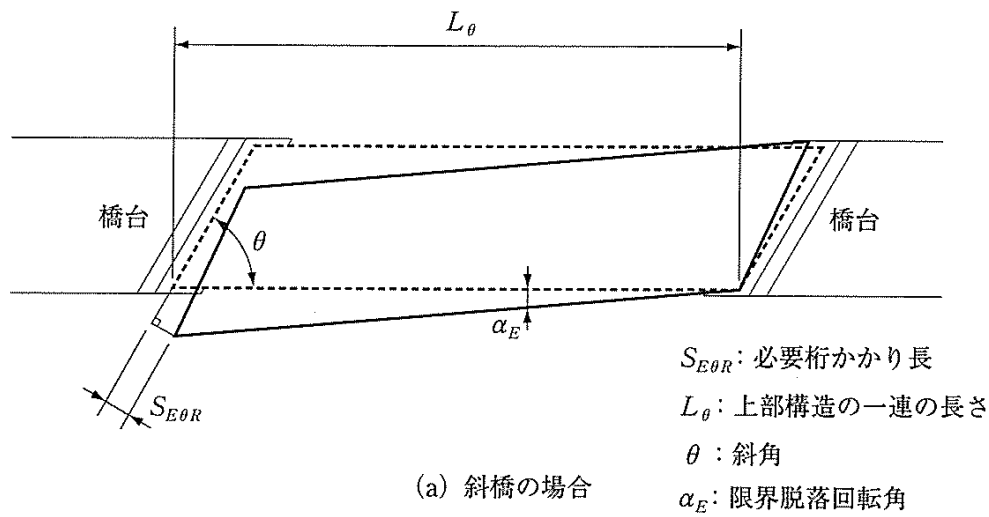
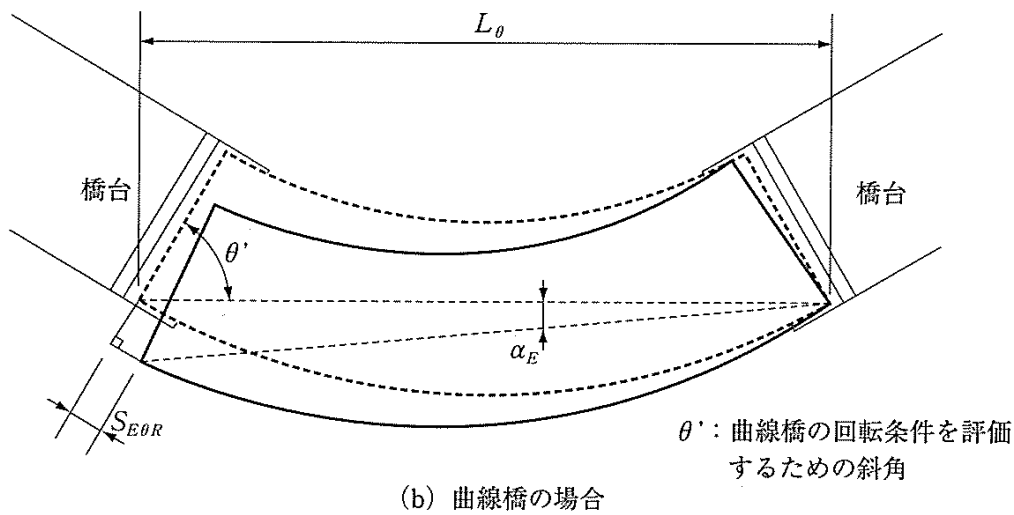


図-解9-5 橋軸方向と土圧の水平成分の作用方向が一致しない場合の必要桁かかり長の取り方



(a) 斜橋の場合



(b) 曲線橋の場合

図-解9-6 16.1(4)1)の条件に該当する橋の必要桁かかり長

9-3 落橋防止構造

道示 V 16.3

(H24.3)

(1) 落橋防止構造は、16.1(3)に規定する落橋防止構造の設置を省略してよい条件に該当しない橋の一連の上部構造の端支点到に設置しなければならない。

(2) 落橋防止構造の耐力は、式(16.3.1)により算出する設計地震力を下回ってはならない。この場合、落橋防止構造の耐力は、鋼部材の場合においては割増係数1.7を考慮した許容応力度から算出してよい。コンクリート部材の場合においては、その耐力を用いてよい。

1) 上下部構造を連結する形式の落橋防止構造の場合1

$$H_F = P_{LG}$$

ただし、 $H_F \leq 1.5 R_d$ (16.3.1)

2) 2連の桁を相互に連結する形式の落橋防止構造の場合

$$H_F = 1.5 R_d$$

ここに

H_F : 落橋防止構造の設計地震力 (kN)

P_{LG} : 当該支点を支持する下部構造の橋軸方向の水平耐力 (kN)

R_d : 死荷重反力 (kN)。ただし、2連の桁を相互に連結する形式の落橋防止構造を用いる場合においては、いずれか大きい方の鉛直反力の値を用いる。

(3) 落橋防止構造の設計遊間量は、式(16.3.2)により算出する値を超えない範囲で可能な限り大きい値としなければならない。

$$S_F = c_F S_E \dots \dots \dots (16.3.2)$$

S_F : 落橋防止構造の設計最大遊間量 (m)

S_E : 桁かかり長 (m)

c_F : 落橋防止構造の設計変位係数で、0.75を標準とする。

(4) 落橋防止構造の取付部における鋼部材の照査は、割増係数1.7を考慮した許容応力度を用いて鋼橋編の照査法に準じて行う。

(5) 落橋防止構造から地震力の作用を受ける上部構造の部位は14.1(4)の規定に基づいて設計する。また、下部構造の部位は、鉄筋コンクリート部材

の場合においては下部構造編 8 章の規定に、また、鋼製部材の場合においては鋼橋編の規定に基づいてそれぞれ設計する。

9-4 横変位拘束構造

- (1) 横変位拘束構造は、16.1(4) 1)に該当する橋の上部構造においては端支
点に、また、16.1(4) 2)に該当する橋の上部構造においては端支点及び中
間支点到に設置しなければならない。
- (2) 横変位拘束構造の耐力は、式(16.4.1)により算出する設計地震力を下
回ってはならない。この場合、横変位拘束構造の耐力は、鋼部材の場合に
おいては割増係数1.7を考慮した許容応力度から算出してよい。コンクリー
ト部材の場合においては、その耐力を用いてよい。

H_s : 横変位拘束構造の設計地震力 (kN)

P_{TR} : 当該支点を支持する下部構造の橋軸直角方向の水平耐力 (kN)

k_h : レベル1地震動に相当する設計水平震度で、6.3.3の規定による。

R_d : 死荷重反力 (kN)

- (3) 横変位拘束構造の設計遊間量は、レベル2地震動に対する支承部の橋軸
直角方向への変形量に余裕量を見込んだ値とする。
- (4) 横変位拘束構造の取付部における鋼部材の照査は、割増係数1.7を考慮
した許容応力度を用いて鋼橋編の照査法に準じて行う。
- (5) 横変位拘束構造から地震力の作用を受ける上部構造の部位は14.1(4)の
規定に基づいて設計する。また、下部構造の部位は、鉄筋コンクリート部
材の場合においては下部構造編8章の規定に、また、鋼製部材の場合にお
いては鋼橋編の規定に基づいてそれぞれ設計する。

道示V16.4

(H24.3)