

中小橋梁の計画

右城猛著
技術士(建設部門)

推 薦 の こ と ば

本書の著者右城猛君は、巻末略歴にも見られるように、昭和52年3月徳島大学工業短期大学部土木工学科を卒業され，在学中も含め、ひたすらコンサルタント業務に献身してこられた。私自身の所属は工学部建設工学科であるが、工業短期大学部の講義を一部担当している関係上、彼も私の教え子の一人ということになる。

縁あって、ここ数年右城君とは特に親しく接する機会を得てきた。その過程で、彼の卓抜した能力、意欲、創造性には、実のところ、驚嘆させられ通しであった。実際、本学工学部、工業短期大学部併せてほぼ1,500名に及ぶ私の教え子の中でも、まれにみる逸材の一人であると言って過言ではない。技術者にとり最難関といわれる技術士資格の、異例の早さでの取得、あるいは多忙な日常業務の合間に縫って、これ程の書物をとりまとめられた実績などが、その事実を物語っている。

このように第一級の技術者により上梓された本書が、斯界で活躍される特に若手技術者諸氏の格好の指針となることを確信し、ここに推薦する次第である。

昭和61年11月

徳島大学工学部建設工学科教授

工学博士 山 上 拓 男

推 薦 の こ と ば

橋といえば、我々が学校で橋梁工学を勉強した頃は、まだ自然に逆らわず限られた工法で架けざるを得なかった。それから30年たった現在、設計面でも施工面でもコンピュータ等の発達で技術革新が目ざましく、橋梁は所選ばずどこでもどんな条件下でも架けられるようになり、日本経済を支える高速自動車国道をはじめ幹線道から市町村道に至る迄、理想的な道路ネットワークの形成が可能になりました、我が国の安定的な経済成長を支えております。

しかしながら、いくら科学技術が発達したと言っても、安全で経済的な橋梁の建設を進めていく上で最終的な判断は、やはり実際に現場を担当する技術者ではないかと考えます。特に、本四架橋のようなビッグプロジェクトは別にして、中小橋梁となると現場技術者として接する機会も多く、加えて短期間に計画を立案しなければならない事態が多くなると考えます。こうした条件を満してくれ、現場技術者の判断のよりどころとなるのが本書であると考えます。

私共の住む地方から地道な研究を積み重ねてこられ、今日この集大成を完成せられた著者に敬意を表すとともに、橋梁の基本計画・上下部構造・基礎工・地盤調査にわたる一般的な考え方・手法をまとめた本書が活用され、橋梁整備事業の適正実施に貢献でき、ひいては地域活性化につながることを期待してやまない。

昭和61年11月

高知県土木部高速道対策室

室長 榎並谷 哲夫

推 薦 の こ と ば

本会の正会員であり，かつ，理事として活躍されている右城 猛氏が，このたび「中小橋梁の計画」という著書を刊行されることになりました。右城氏は，先天的にすぐれた才能を持たれ，かつ，積極的に研究に打ち込む情熱が旺盛であります。

寸暇を惜しんでまとめられたこの著書は，橋梁の計画，設計等に携わる者にとっては，極めて重宝なものであると信じます。

右城氏の不斷の努力に心からの敬意を表し，この書物が広く愛読されることを念じながら，推薦の言葉といたします。

昭和 61 年 11 月

高知県橋梁会

会長 村山 保

ま　え　　が　　き

わが国に建設されている橋梁の大半は、支間 50m 程度までのいわゆる中小橋梁である。中小橋梁に適用される橋梁形式のほとんどは、建設省や橋梁メーカーなどで標準設計図集が整備されている。また、最近ではパソコン・コンピューター・ミニコンピューターの普及が著しく、経験の比較的少い技術者でも橋梁の設計（構造解析）が可能となってきた。

しかしその反面、橋長、支間などの基本的寸法の決定根拠が曖昧な設計、全く理解に苦しむような上部構造形式・下部構造形式が採用されている設計、あるいは地形・地質条件を十分考慮しておらず施工段階で基礎工の変更を余儀なくされるような設計など橋梁計画が適切に行なわれていないものが意外に多い。

橋梁の計画を行うためには、設計・施工・積算・上部工・下部工・基礎工・鋼・コンクリート・土質など土木全般にわたる専門的知識と高度の技術的判断が要求される。こうしたことから、中小橋梁といえども経験の少い技術者にとってその計画は容易でない。

著者は、過去 15 年間にわたって橋梁の計画と設計に従事してきた。この間に関係した橋梁は小規模のものも含めると 200 橋を超える。

本書はこうした著者の経験をもとに、橋梁計画を行ううえで最小限必要と思われる基礎的事項について記述したものである。内容は最新の示方書類に適合するように努めた。このため、原稿が完成した時点で、日本道路協会から「防護柵設置要綱・資料集」が、また、四国地方建設局より「道路に関する諸基準の運用指針」が発刊され、急きょ一部原稿を書き改めざるを得なかった。本書が橋梁の計画あるいは設計に携わっておられる若い技術者の参考に少しでもなれば望外の喜びとするところである。

著者自身、設計コンサルタント業以外の経験はほとんどなく、広範な専門的知識を有しているわけではない。むしろ、これからまだまだ勉強していくかなければならない立場にある。このため、記述に不備な点も多いと思われる。また、思わず誤りをおかしている恐れもある。宣しく読者諸賢のご叱声を乞いたい。

なお、本書を執筆するにあたり、巻末に掲げた文献を参考にさせていただくとともに、一部引用もさせていただいた。これらの文献の筆者の方々に厚くお礼を申し上げる。

さらに巻頭に推薦のことばをいただいた徳島大学工学部教授山上拓男博士、高知県土木部高速道対策室長榎並谷哲夫氏、高知県橋梁会会长村山保氏に心から感謝申し上げる次第である。

最後に本書を執筆するにあたり、多大の御指導、御助言を賜った（株）第一コンサルタント常務取締役村上哲彦氏、ならびに作図、資料の整理に多くの労を煩わした明坂宣行君、宮崎洋一君に深く感謝の意を表する次第である。

昭和 61 年 11 月

右　城　　猛

目 次

1 章 総 論

1. 1 橋梁の構成と分類	1
1. 1. 1 橋梁の構成	1
1. 1. 2 橋梁各部の名称	1
1. 1. 3 橋梁の分類	2
1. 2 橋梁計画上の基本的な考え方	4
1. 2. 1 橋梁を採用するうえで認識しておくべきこと	4
1. 2. 2 橋梁計画上の基本事項	5
1. 3 橋梁計画・設計の手順	7
1. 3. 1 打合せ	7
1. 3. 2 設計業務計画書（作業計画書）	7
1. 3. 3 現地調査	9
1. 3. 4 借用書類、資料収集	9
1. 3. 5 外的制約条件の整理	9
1. 3. 6 橋梁予備設計	10
1. 3. 7 橋梁詳細設計	11
1. 4 適用すべき示方書類	12

2 章 基 本 計 画

2. 1 橋長の決定	14
2. 2. 1 河川橋	14
2. 2. 2 高架橋	15
2. 2. 3 跨道橋（オーバーパーリッジ）	17
2. 2. 4 跨線橋	17
2. 2. 5 山岳橋	18
2. 2. 6 避溢橋	18
2. 2 支間割の決定	19
2. 2. 1 経済的な支間割	19
2. 2. 2 河川橋の支間割	22
2. 3 桁下高	24
2. 4 道路区分と橋梁の幅員	25

3 章 上 部 構 造

3. 1 鉄筋コンクリート橋（R C 橋）	33
3. 1. 1 概要	33

3. 1. 2	スラブ橋	3 4
3. 1. 3	T桁橋	3 6
3. 1. 4	その他の鉄筋コンクリート橋	3 7
3. 2	プレストレストコンクリート橋（P C橋）	3 8
3. 2. 1	概要	3 8
3. 2. 2	プレテンション方式スラブ橋	4 1
3. 2. 3	プレテンション方式ホロースラブ橋	4 5
3. 2. 4	プレテンション方式T桁橋	5 2
3. 2. 5	ポストテンション方式T桁橋	5 6
3. 2. 6	その他のプレストレストコンクリート橋	6 1
3. 3	鋼橋	6 4
3. 3. 1	概要	6 4
3. 3. 2	床版	6 4
3. 3. 3	プレートガーダー橋	7 0
3. 3. 4	H形鋼桁橋	8 4
3. 3. 5	合成床版橋	8 8
3. 3. 6	プレビーム合成桁橋	8 9
3. 3. 7	その他の鋼橋	9 1
3. 4	上部構造の計画と形式の選定	9 7
3. 4. 1	支間長による形式の選定	9 7
3. 4. 2	斜角のある橋梁	9 7
3. 4. 3	曲線区間にある橋梁	1 0 2
3. 4. 4	桁高制限のある橋梁	1 0 7
3. 4. 5	製作、ストックヤードのスペースからの制約	1 0 9
3. 4. 6	輸送部材長からの制約	1 0 9
3. 4. 7	上部構造形式を選定するうえでのその他の条件	1 0 9
3. 5	付属装置	1 1 1
3. 5. 1	支承	1 1 1
3. 5. 2	伸縮装置	1 1 7
3. 5. 3	橋梁用防護柵	1 3 0
3. 5. 4	排水装置	1 3 4

4章 下部構造

4. 1	各部の名称	1 3 9
4. 2	下部構造の種類と特徴	1 3 9
4. 2. 1	橋台	1 3 9
4. 2. 2	橋脚	1 4 1

4.3 構造寸法の目安	143
4.3.1 橋座幅	143
4.3.2 重力式橋台の形状寸法	144
4.3.3 逆T式橋台の形状寸法	146
4.3.4 橋脚の形状寸法	149
4.3.5 踏掛版	151
4.4 フーチングの根入れ深さ	152
4.4.1 高架橋の場合	152
4.4.2 河川橋の場合	152
4.4.3 高知県における河川橋の場合	153
4.5 下部構造形式の選定	154
4.5.1 橋台形式の選定	154
4.5.2 橋脚形式の選定	156

5章 基 础 工

5.1 基礎工の分類	157
5.1.1 施工法による分類	157
5.1.2 設計上からの分類	157
5.1.3 支持機構上からの杭の分類	160
5.2 基礎工法の概要、特徴	161
5.2.1 直接基礎	161
5.2.2 打込み杭工法	162
(1) 概 説	162
(2) R C 杭 (遠心力鉄筋コンクリート杭)	163
(3) P C 杭 (プレストレストコンクリート杭)	164
(4) 鋼 杭	166
(5) P H C 杭, S C 杭	169
5.2.3 中掘り杭工法	169
(1) 概 説	169
(2) 中掘り工法の施工方法	174
5.2.4 場所打ちコンクリート杭	176
(1) 概 説	176
(2) オールケーシング工法 (ベノト工法)	177
(3) リバース・サーキュレーション・ドリル工法 (リバース工法)	182
(4) アースドリル工法	187
5.2.5 深基礎杭工法	191
5.2.6 多柱式基礎	195
5.2.7 鋼管矢板式基礎	196

5.2.8 ケーソン基礎	199
(1) 概 説	199
(2) オープンケーソン工法	199
(3) ニューマチックケーソン工法	203
5.2.9 置換工法	208
5.3 基礎工形式の選定	209

6 章 基礎地盤調査

6.1 地盤調査の目的	215
6.2 地盤調査方法	216
6.3 地盤調査位置と調査深さ	218
6.3.1 調査地点	218
6.3.2 ボーリング調査深度	218
6.3.3 ボーリング孔内水平載荷試験の位置	219
6.3.4 試料採取の位置	220
6.4 地盤の分類	220
6.4.1 土の粒径による分類	220
6.4.2 粒度による分類	221
6.4.3 力学的特性による分類	221
6.4.4 軟弱地盤	222
6.4.5 岩盤の分類	222

参 考 文 献

1章 総論

1.1 橋梁の構成と分類

1.1.1. 橋梁の構成

橋梁の構造は、下部構造と上部構造とに大別される。上部構造は、舗装・床版・床組（縦衍・横衍）・主桁（主構）・横構・対傾構・支承・伸縮装置などから構成されている。下部構造は、上部構造を支える部分であって、地中に構築される基礎とその上にたつ軀体から成る。軀体には、橋桁の両端に構築されて背後の道路盛土の土圧にも抵抗する橋台と、2径間以上の橋桁の両橋台間に構築されて上部構造を支える橋脚がある。

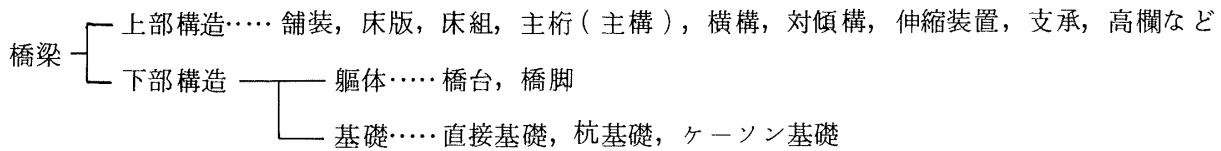


図-1.1 橋梁の構成

1.1.2 橋梁各部の名称

橋梁各部の名称を図-1.2に示す。橋長は、道路中心線方向に測った橋台パラベット（胸壁）前面間の距離をさす。支間（スパン）は、主桁の支承中心（支点）間の距離をさす。径間という用語にはいくつかの使い方がある。例えば、図-1.2のような2連の橋梁であると2径間と呼ぶ。また、道路の起点側から第1径間、第2径間というようにも使われる。側径間、中央径間という使われ方もする。連数の多い橋である

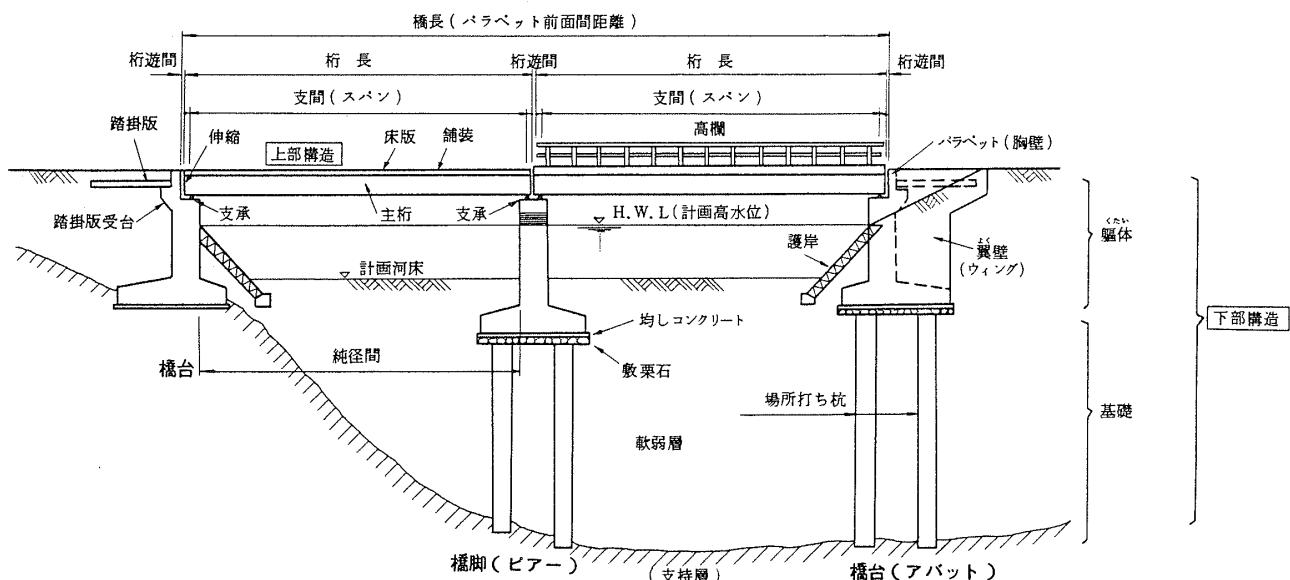


図-1.2 橋梁台部の名称

と多径間橋梁というようにも使われる。河川管理施設等構造令(日本河川協会)では、橋脚と橋脚の中心間距離、あるいは橋台パラペット前面と橋脚中心の距離を径間長と定義している。純径間といえば、橋台または橋脚前面間の空間部分の距離をさす。

一般図の描き方は、道路橋の場合には路線の起点側が図面の左にくるようにするのが普通である。特に起点、終点が定められていないような場合には、河川の上流から下流に向かって眺めたように、すなわち河川の左岸が図面の左側に位置するように描けば良い。

1.1.3 橋梁の分類

(1) 用途による分類

道路橋、歩道橋(側道橋、立体横断歩道橋)、鉄道橋、水路橋、併用橋

(2) またぎこえる障害による分類

河川橋(跨水橋)、跨道橋(オーバーブリッヂ)、跨線橋、高架橋、栈道橋、避溢橋

(3) 使用材料による分類

木橋、石橋、鉄筋コンクリート(RC)橋、プレストレストコンクリート(PC)橋、鋼(メタル)橋、合成橋

(4) 通路の位置による分類

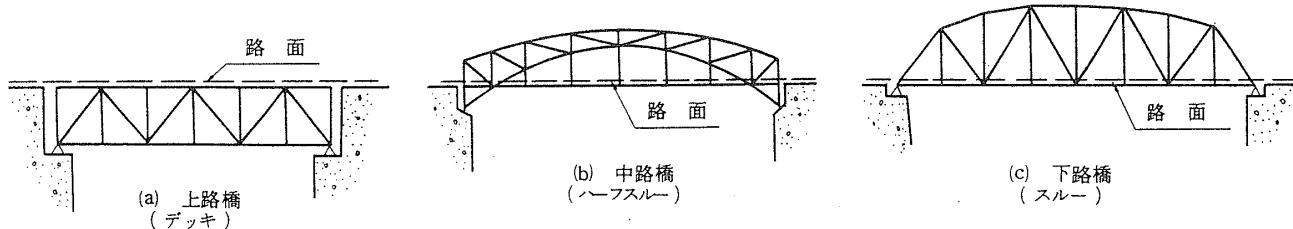


図-1.3 通路位置による分類

(5) 平面形による分類

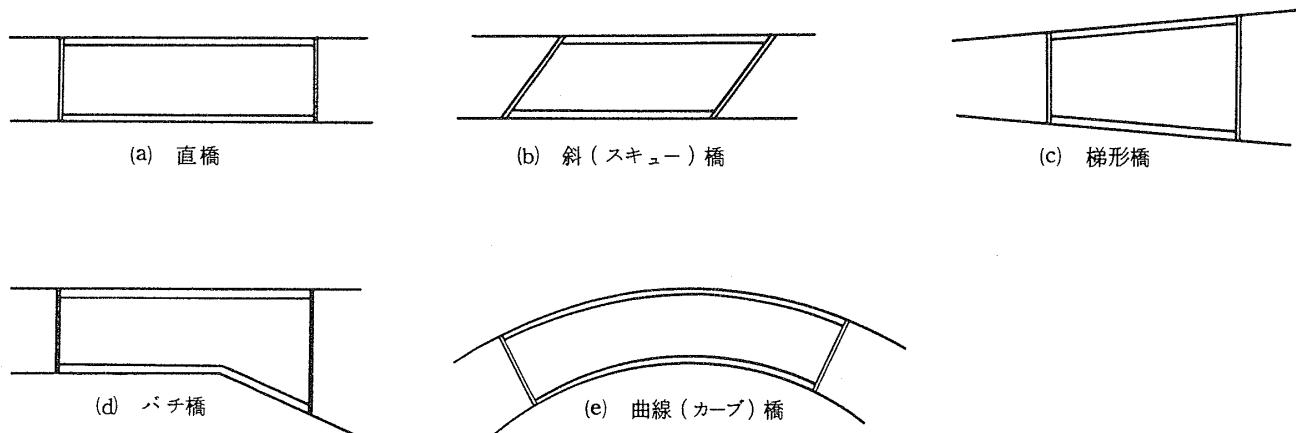


図-1.4 平面形による分類

(6) 橋の動、不動による分類

固定橋, 可動橋(跳開橋, 昇開橋, 旋回橋)

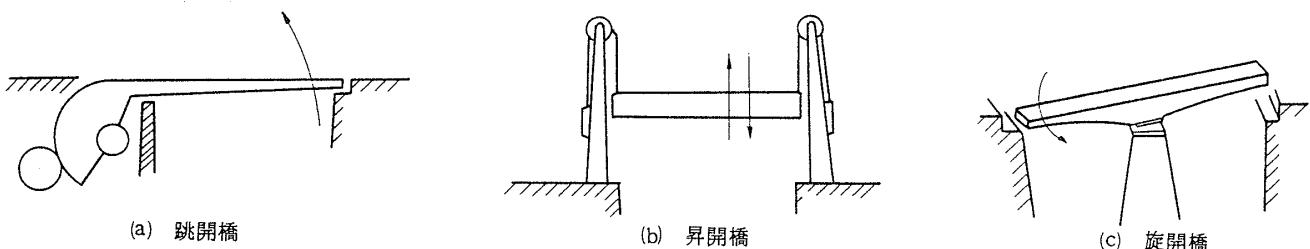


図-1.5 可動橋の種類

(7) 支承条件による分類

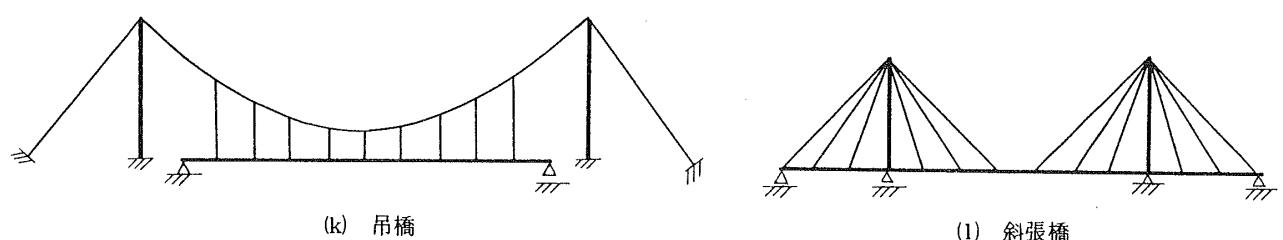
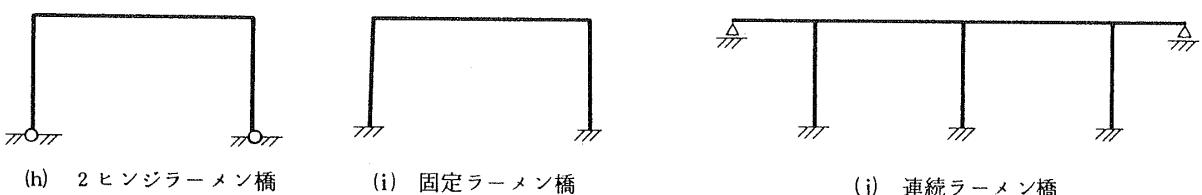
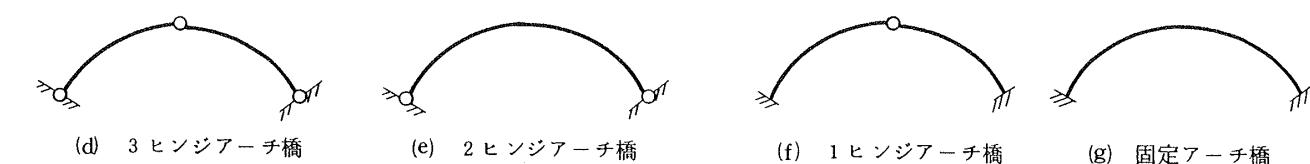
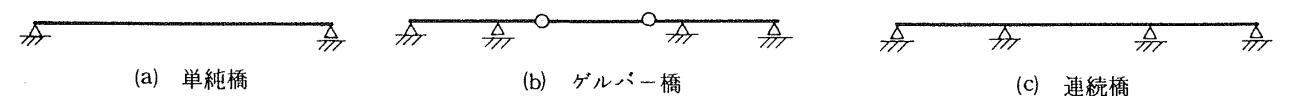


図-1.6 支承条件による分類

(8) 主桁断面による分類

床版(スラブ)橋, 中空床版(ホロースラブ)橋, ホロー桁橋, T桁橋, I桁橋, H桁橋, 箱(ボックス)桁橋, トラス橋

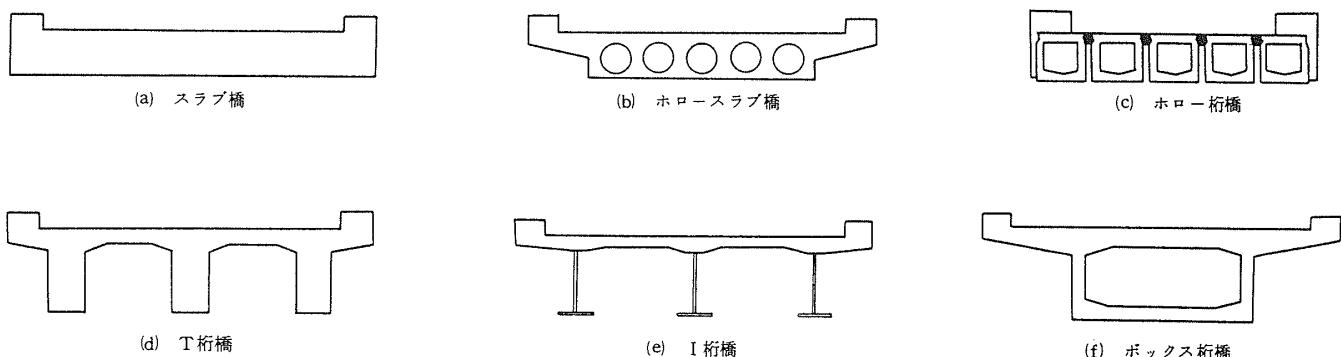


図-1.7 主桁断面による分類

(9) 設計荷重による分類

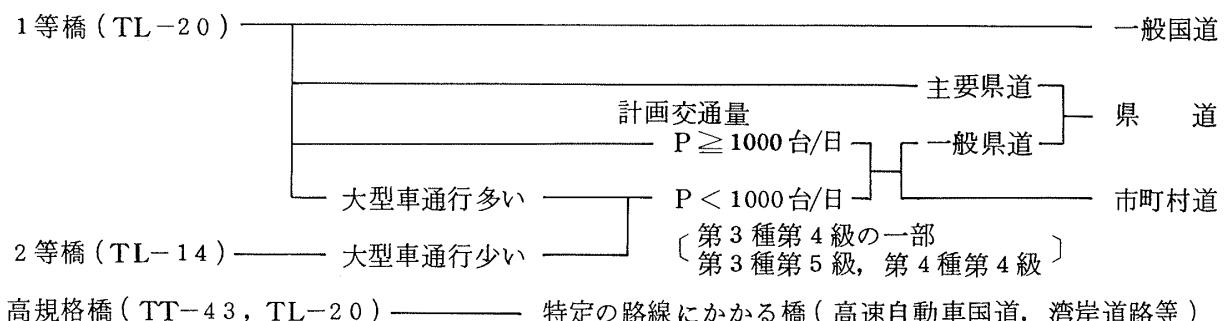


図-1.8 設計荷重による分類

1.2 橋梁計画上の基本的な考え方

1.2.1 橋梁を採用するうえで認識しておくべきこと

橋梁の工事費は、盛土構造などのいわゆる通常の道路に比べると格段に高くなるのが普通である。従って、橋梁の計画にあたっては、路線の本質的な特徴を把握し、盛土構造でなく橋梁をあえて採用しなければならない理由について十分検討しておく必要がある。また、橋梁にしなければならない区間についても十分検討したうえで橋長を決定しなければならない。

橋梁を採用しなければならない場合とは、一般に次のような事項が挙げられる。

(1) クリアランスの確保

橋梁を採用しなければならない最も普通のケースは、アンダークリアランスを確保する必要がある場合で

ある。河川、水路、道路、鉄道、その他の重要な物件があって立体的に交差しなければならない場合、あるいは低地部の湛水区域にあって、通水断面を確保しなければならない場合などがこれにあたる。

(2) 経済性

橋梁を架設したほうが他の手段、例えば法付盛土構造、擁壁構造に比べて経済的な場合である。一般的には橋梁の工事費が高いといえるが、市街地等用地補償費が著しく高い地域、移転、補償物件が多くなる地域では、用地占有幅の多い盛土構造にするとかえって工事費が高くなることがある。また、擁壁などの土留構造物の規模が大きくなる場合、軟弱地盤地帯で大規模な地盤改良を要する場合などには橋梁にした方が経済的となる。

(3) 安全性

軟弱地盤地帯で高盛土を行うと、すべりや圧密沈下を生じる恐れがある。また、急傾斜地における大規模な切盛は地滑りの誘因となることがある。このような場合には土工に比べて橋梁を用いた方が安全性に優れているといえる。

(4) 社会性

集落の中央を盛土で分断すると生活の利便性を損ねるし、通風性も悪くなる。また、将来の土地の有効利用の観点からも問題が多い。このような場合には、理屈ぬきで高架橋が要求される。

1.2.2 橋梁計画上の基本事項¹⁾

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) 橋梁建設上適切な位置および路線線形の考慮

橋梁構造物の特性は、土工と比較して工費が高いこと、破壊した場合の復旧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わけである。

道路建設費に占める橋梁費は、その路線選定、線形設計の段階で大むね決まってしまうものである。路線選定は地形、用地、地上物件その他数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っては、当然、橋梁建設上最適の路線及び線形設計を考えるべきである。

橋梁は、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、橋費を少くすることばかりに気をとられても、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、少くとも橋費が工費に占める割合が大きい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。

(2) 橋梁計画上の外部的諸要件を満すこと

橋梁の計画にあたってまず問題となるのは、橋長、支間、橋台、橋脚の位置、方向、桁下高、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、事前に充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、必要条件をきめなくてはならない。

(3) 構造上安定であると同時に経済的であること

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のが、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。また、維持、管理の容易さという点に関しても合わせて考慮しなければならない。

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ことがあるが、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。むつかしいことであるが、多くの経験知識のうえにたって総合的配慮のなされたものは、図面あるいは完成物をみる人をして安全感を抱かせるものである。

経済性については、公共構造物にあってはきわめて重要な要素であり、上・下部構造合わせて考慮しなければならない。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ないことであるが、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、比較上ではほぼ同一の経済性である場合は、施工、維持管理の容易な型式を選定するなどである。

(4) 施工の確実さ、容易さ、工期も合わせて考慮すること

橋梁の計画にあたっては、施工性についても十分考慮する必要がある。施工が不確実で複雑な橋梁形式、工法を採用すると、一般に工期が長くなり、たいてい工事費も高くなるものである。

(5) 構造物の標準化を図ること

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総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。たとえば不静定構造の小幅員の架道橋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は、工費的には多少のロスは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はかって設計の画一化、設計照査の簡略化、工事施工能率の向上をはかることが大切である。

(6) 走行上の安全性、快適性を考慮すること

橋梁上の走行の安全性、快適性を支配する要素としては、路線の線形のほか、路面上に見える構造物の部材、伸縮装置などがある。これらのこと考慮すると、構造は一般に上路（デッキ）形式の連続橋とすることが望しい。しかしながら、アンダークリアランス（桁下余裕）の条件や経済性が大きく作用する場合には中路（ハーフスルート）あるいは下路（スルート）形式を採用しなければならない。また、橋長の短い橋、地盤の悪い地点では連続橋にすると不経済となるばかりでなく、施工も複雑になるので注意を要する。

(7) 構造物自体および周囲の景観に対して、十分な審美的配慮をすること

一般に道路に要求される機能としては安全性、能率的、経済性および景観の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、調和させることができるが、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。

1.3 橋梁計画・設計の手順

橋梁の計画・設計は、調査→予備設計→詳細設計の順に進められる。橋梁の規模が小さい場合には、予備設計を省略して、直接、詳細設計が発注されることもあるが、この場合においても上記の手順を踏まないものは合理的な計画・設計とはいえない。

図-1.9に一般的な橋梁の予備設計と詳細設計のフローを示す。

1.3.1 打合せ

打合せは、設計業務を適正かつ円滑に遂行する目的で、業務着手時（契約後7日以内）、成果提出時およびその他主要な区切りにおいて行われる。主要な区切りとは、通常表-1.1に示すときを意味する。

打合せ結果は、指示、承諾、協議事項別に整理記録し、発注者（委託者）と受注者が相互に確認しておくのがよい。

(1) 橋梁予備設計における打合せ事項

特記仕様書の確認、委託業務の意図・目的の理解、作業内容・設計範囲の確認、設計条件（道路規格、設計速度、幅員構成、橋の等級、河川計画流量、計画高水位、河川断面など）、外的制約条件の確認、橋梁比較形式の選定、施工方法、積算方法、資材単価、提出書類の内容と部数、製本の方法など。

(2) 橋梁詳細設計における打合せ事項

特記仕様書の確認、作業内容・設計区間の確認、設計条件及び外的制約条件の確認、構造解析方法、施工計画、提出書類の内容と部数、製本の方法など。

1.3.2 設計業務計画書（作業計画書）

契約後すみやかに、設計業務計画書を作成し、委託者（発注者）に提出して承認を得なければならない。
設計業務計画書には、特記仕様書に基づき、下記の事項を記入しておかねばならない。³⁾

- | | | |
|----------|---------|-------|
| ① 設計業務概要 | ② 実施方針 | ③ 工程表 |
| ④ 担当技術者 | ⑤ 打合せ計画 | ⑥ その他 |

表-1.1 主要な区切り²⁾

予備設計	詳細設計
1.比較案の検討時	1.一般図作成時
2.比較案の作成時	2.上部工詳細図作成時
3.報告書案作成時	3.下部工〃
4.成果品納入時	4.施工計画作成図
	5.報告書案作成時
	6.成果品納入時

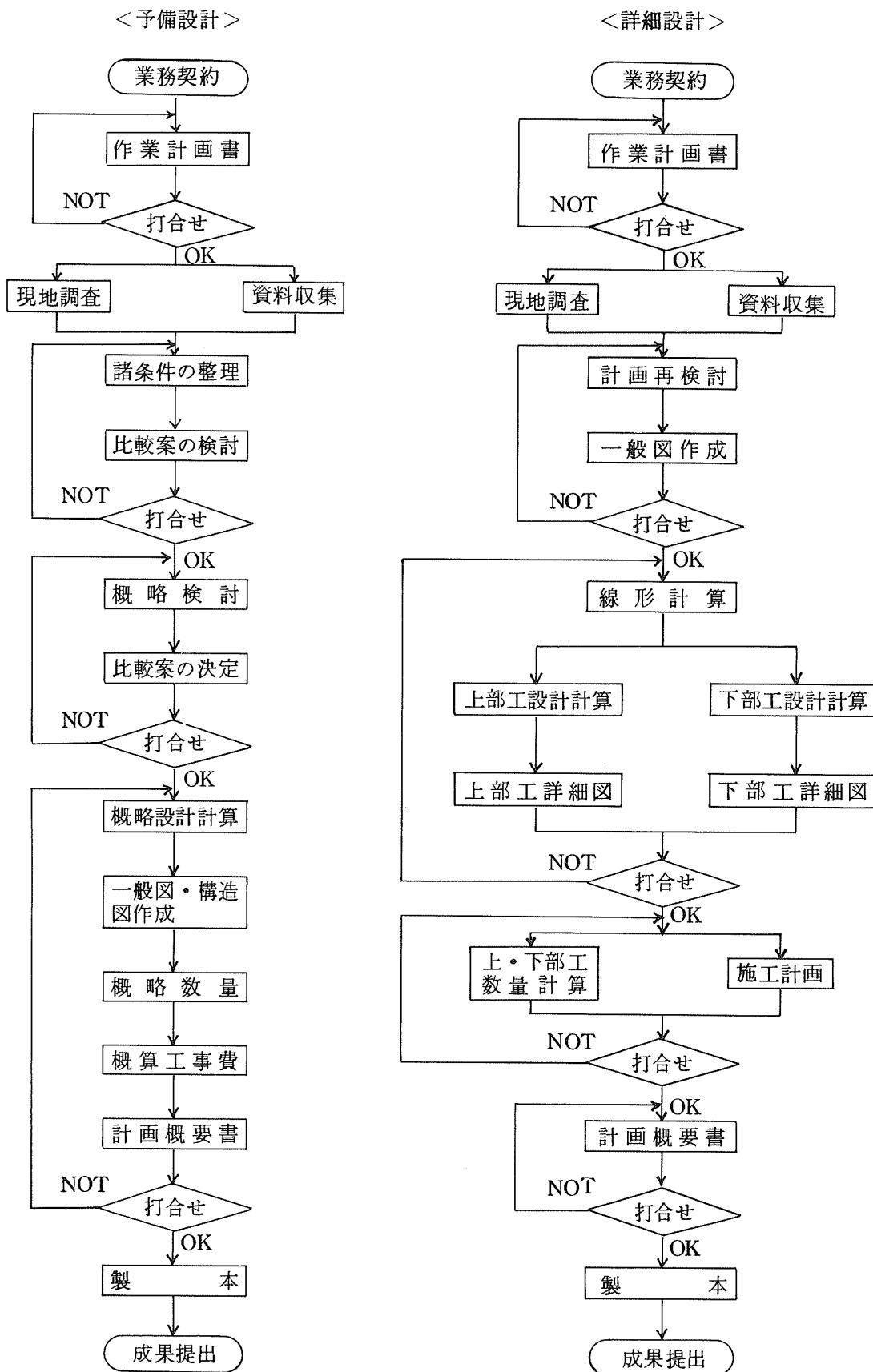


図-1.9 橋梁計画・設計の手順

1.3.3 現地調査

橋梁計画に先立ち現地調査が行われる。現地調査の目的、および調査内容は以下の通りである。

a) 目的

- ① 架橋位置の選定
- ② 下部構造形式、設置位置の選定
- ③ 地質概要の把握
- ④ 施工計画の立案

b) 調査内容

- ① 地形状況
- ② 基岩盤の露出状況、岩質、節理、層理の状態と方向、土質
- ③ 植生状況……斜面の安定性の評価
- ④ 地すべり、斜面崩壊の痕跡
- ⑤ 主桁の製作、組立、ストックヤードのスペース
- ⑥ 資材の搬入道路状況
- ⑦ 河床の変動、洗掘状況
- ⑧ 工事中の迂回路の有無
- ⑨ 河川の出水状況……痕跡、聞込み
- ⑩ 水路の現状、利水権の有無
- ⑪ 近接した構造物（民家、送電線、埋設物）の有無、移転の可能性

1.3.4 借用書類、資料収集

橋梁計画・設計を行うためには、下記の書類が必要となるので、委託者から借用するか、もしなければ調査する必要がある。

- ① 測量成果報告書
 - ② 地質調査報告書
 - ③ 道路設計成果報告書
 - ④ 河川計画図
 - ⑤ その他
- また、次のような資料の収集も必要である。
- ① 地層図、付近の地質調査データ
 - ② 業務に関連する技術図書、論文集、カタログ等の文献
 - ③ 設計示方書類
 - ④ 付近に架設されている構造物の設計図書
 - ⑤ その他

1.3.5 外的制約条件の整理

橋梁計画に先立ち外的制約条件を整理し、計画上のコントロールポイントを明確にする必要がある。外的制約条件となるものには次のようなものがある。

- ① 河川条件……橋台、橋脚の位置、根入れ深さ
- ② 道路線形……平面線形からの上部構造形式、建築限界、桁高
- ③ 跨線橋……建築限界、橋台又は橋脚位置
- ④ 施工条件……作業スペース、輸送道路、交通制限
- ⑤ その他……土質条件、環境条件

1.3.6 橋梁予備設計

(1) 作業内容⁴⁾

- a) 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比較案を提示し、調査職員と協議のうえ適当と思われる橋種から順に上部工3種類、下部工2種類程度を選定し一般図を作成するものである。
- b) 上部工については支間割、主桁配置等を想定し主要点（主桁最大曲げモーメント又は軸力を生ずる箇所）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。
- c) 下部工については上部工の概算重量により軀体及び基礎工の型式規模を決定し、概略応力計算及び安定計算を行う。
- d) 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、調査職員より貸与された資料により土質柱状図を記入する。寸法表示は橋長、支間、桁高、桁間隔、下部工の主要寸法等、構造物の基本的なもののみとする。尚縮尺は1/50～1/500を標準とする。
- e) 数量計算は、一般図にもとづいて概略数量を算出する。
- f) 概算工事費は調査職員と協議した単価にもとづいて算出する。
- g) 計画概要書には各型式毎に経済性、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更に検討を必要とする事項等を含めて記載する。

(2) 成果品

表-1.2 橋梁予備設計の成果品⁵⁾

設計項目	成果品項目	縮 尺	成果品数		摘要
			原図	青焼	
設計	位 置 図	1/50,000	3	一	市販地図等
	一 般 図	1/50～1/500	1	3	
	上部構造一般図	1/30～1/200	〃	〃	概略図
	下部 〃	1/50～1/200	〃	〃	〃
	基 础 〃	適 宜	〃	〃	〃
数量算出	数 量 計 算 書	—	〃	〃	概略
設計報告書	計 画 概 要 書	適 宜	1	3	比較検討書等
	概 略 設 計 計 算 書	—	〃	〃	応力及び安定計算
	概 算 工 事 費	—	〃	〃	用地及び補償費を含む
	その他の参考資料等	—	〃	〃	

1.3.7 橋梁詳細設計

(1) 作業内容⁶⁾

- a) 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、現地調査を行い現地の立地条件等を十分考慮して橋梁の上部工、下部工及び附属構造物等、橋梁工事に必要な設計を行うものである。
- b) 設計は上部工（橋体、床版、支承、高欄、伸縮装置等）下部工（軸体基礎等）袖擁壁等について必要な設計計算を行い形式及び寸法を決定する。
- c) 鋼橋、PC橋等における主桁等主要部材の設計に当っては、現地への搬入条件及び架設条件等を考慮して行う。
- d) 調査職員より与えられた道路平面及び縦断線形図等にもと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、平面及び縦断座標をもとめる。
- e) 上部工の架設については、調査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架設段階における安全性を含めて詳細に検討する。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。
- f) 数量計算は上部工、下部及び基礎工（袖擁壁及び土工を含む）間接工事等工種毎に行い、必要に応じて材料表を作成する。
- g) 施工計画書には上部工、下部及び基礎工の規模、形式決定の経緯、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。尚施工上特に留意すべき点を特記事項としてまとめ記載する。

(2) 成果品

表-1.3 橋梁実施設計の成果品⁷⁾

設計項目	成果品項目	縮 尺	成果品数		摘要要
			原図	青焼	
設計	橋梁位置図	1/500～1/2,500	1	3	橋種、設計条件、地質図
	一般図	1/200～1/500	〃	〃	ボーリング位置等を記入
	線形図	適 宜	〃	〃	平面、縦断、座標
	構造一般図	1/30～1/200	〃	〃	
	上部構造詳細図	1/20～1/50	〃	〃	主げた、横げた、対傾構、主構、床組、床版、支承、伸縮装置、排水装置、高欄防護柵、遮音壁、監査路等、製作キャンバー図、PC鋼材緊張順序等施工要領
	下部構造詳細図	1/20～1/100	〃	〃	橋台、橋脚、袖擁壁等
	基礎工詳細図	適 宜	〃	〃	杭、ウェル、ケーソン等
	間接工事詳細図	〃	〃	〃	支保工、架設、仮締切、土留、仮橋等
数量算出	数量計算書		〃	〃	材料表、塗装面積、溶接延長、用地面積等
設計報告書	設計計算書		〃	〃	
	施工計画書		〃	〃	施工方法、特記事項等
	その他参考資料等		〃	〃	

1.4 適用すべき示方書類

橋梁の計画および設計に際して適用すべき示方書類を表-1.4に示す。

表-1.4

名 称	発 行 所	発行時期
道路橋示方書(Ⅰ共通編, Ⅱ鋼橋編)・同解説	日本道路協会	S.55. 2
〃(〃, Ⅲコンクリート橋編)・同解説	〃	S.53. 1
〃(〃, Ⅳ下部構造編)・同解説	〃	S.55. 5
〃(Ⅴ耐震設計編)・同解説	〃	S.55. 5
道路構造令の解説と運用	〃	S.58. 2
鋼道路橋設計便覧(改訂版)	〃	S.55. 8
鋼道路橋施工便覧	〃	S.47.10
鋼道路橋塗装便覧	〃	S.54. 2
コンクリート道路橋設計便覧	〃	S.60.10
コンクリート道路橋施工便覧	〃	S.59. 2
杭基礎設計便覧	〃	S.61. 1
道路橋補修便覧	〃	S.54. 2
道路橋支承便覧	〃	S.48. 4
道路橋支承便覧(施工編)	〃	S.54. 2
道路橋伸縮装置便覧	〃	S.45. 4
鋼管矢板基礎指針・同解説	〃	S.59. 2
道路橋の塩害対策指針(案)・同解説	〃	S.59. 2
小規模吊橋指針・同解説	〃	S.59. 4
道路照明施設設置基準・同解説	〃	S.56. 4
防護柵設置要綱	〃	S.47.10
防護柵設置要綱・資料集	〃	S.61. 7
アスファルト舗装要綱(改訂版)	〃	S.53. 6
道路土工・土質調査指針	〃	S.52. 1
道路土工・軟弱地盤対策工指針	〃	S.52. 1
道路土工・擁壁, カルバート, 仮設構造物工指針	〃	S.52. 1
道路土工・排水工指針	〃	S.54. 2
解説・河川管理施設等構造令	日本河川協会	S.52.12
コンクリート標準示方書解説(昭和52年版)	土木学会	S.52. 1

名 称	発 行 所	発行時期
コンクリート構造の限界状態設計指針（案）	土木学会	S.58.11
国鉄建造物設計標準解説（鋼鉄道橋，鋼とコンクリートとの合成鉄道橋）	〃	S.58
国鉄建造物設計標準解説（鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物，プレストレストコンクリート橋）	〃	S.58
国鉄建造物設計標準解説（基礎構造物・抗土圧構造物）	〃	S.61.3
土木構造物標準設計第6巻（逆T式鉄筋コンクリート橋台）	全日本建設技術協会	S.58.2改訂
〃 第7巻（控え壁式鉄筋コンクリート橋台） 重力式コンクリート橋台	〃	〃
〃 第8巻（ 〃 ）	〃	〃
〃 第9～13巻（逆T式鉄筋コンクリート橋脚）	〃	〃
〃 第14～17巻（ポストテンション方式PC） 単純T桁橋	〃	S.55.2改訂
〃 第18巻（単純床版橋 プレテンション方式PC）	〃	S.56.10
〃 第19巻（単純T桁橋 プレテンション方式PC）	〃	S.55.2改訂
〃 第20巻（単純中空床版橋 プレテンション方式PC）	〃	〃
〃 第21～22巻（支承）	日本道路協会	S.57.9改訂
〃 第23～28巻（活荷重合成プレート ガーダー橋）	全日本建設技術協会	S.54.3改訂
〃 第29～31巻（H形鋼橋）	〃	S.58.5
道路構造に関する諸基準の運用指針	四国地方建設局	S.61.7
設計業務委託共通仕様書	〃	S.59.4
設計要領，第2集	日本道路公団	S.55.4
場所打ち杭設計施工ハンドブック	日本建設機械化協会	S.59.11
土質調査法	土質工学会	S.57.12
土質試験法	〃	S.54.12
杭基礎の設計法とその解説	〃	S.60.12

2章 基本計画

2.1 橋長の決定

橋長、すなわち橋台位置は、橋梁が計画された目的を十分理解したうえで、種々の制約条件を満足するよう决定しなければならない。河川橋、高架橋、跨道橋、跨線橋、山岳橋、避溢橋それぞれについて橋長決定の考え方を説明する。

2.1.1 河川橋⁸⁾

河川橋における橋台位置は、「河川管理施設等構造令」(日本河川協会)において規定されている。

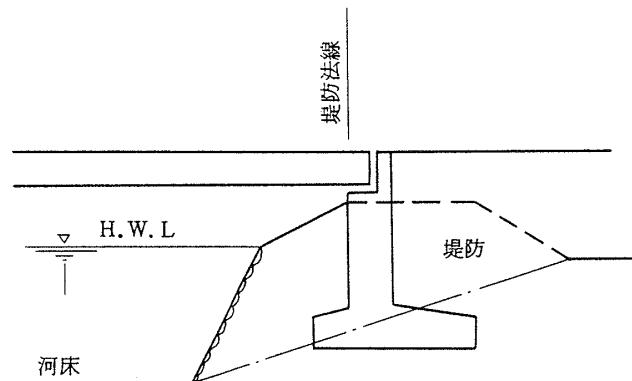


図-2.1 河川幅<50mの場合

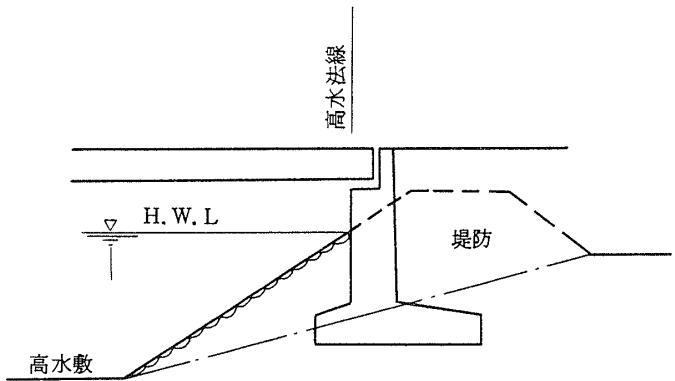


図-2.2 河川幅 $\geq 50m$ の場合

河川幅が 50 m 未満の河川では堤防肩（護岸肩），河川幅が 50 m 以上の河川では計画高水位と堤防法面との交点より河川側に橋台前面を出すことはできない。この場合、計画高水位は橋梁の最上流端の値を用いなければならない。

堤防が計画されていない河川では、周辺の地形、前後の河川の状況を考慮して、河川管理者と協議のうえで決定しなければならない。

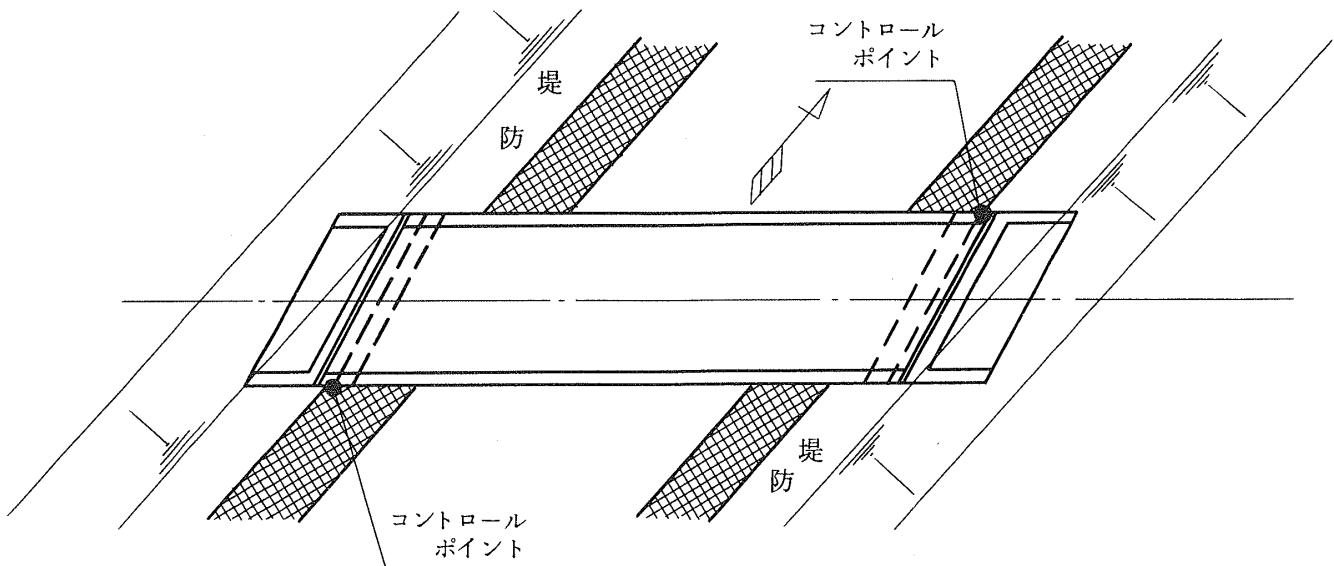


図-2.3 斜橋の場合

2.1.2 高架橋

高架橋は、計画している道路が、別の道路、あるいは鉄道と立体交差しクリアランスを確保する必要がある場合、湛水地域における排水断面を確保する必要がある場合、土地の有効利用上有利となる場合等に計画される。従って、高架橋の橋長は高架橋が計画される目的によって異ってくるが、軟弱地盤ではアプローチ盛土の安全性、橋台の安全性、経済性、橋梁の維持管理性等も橋長決定上の大きな要因となってくる。

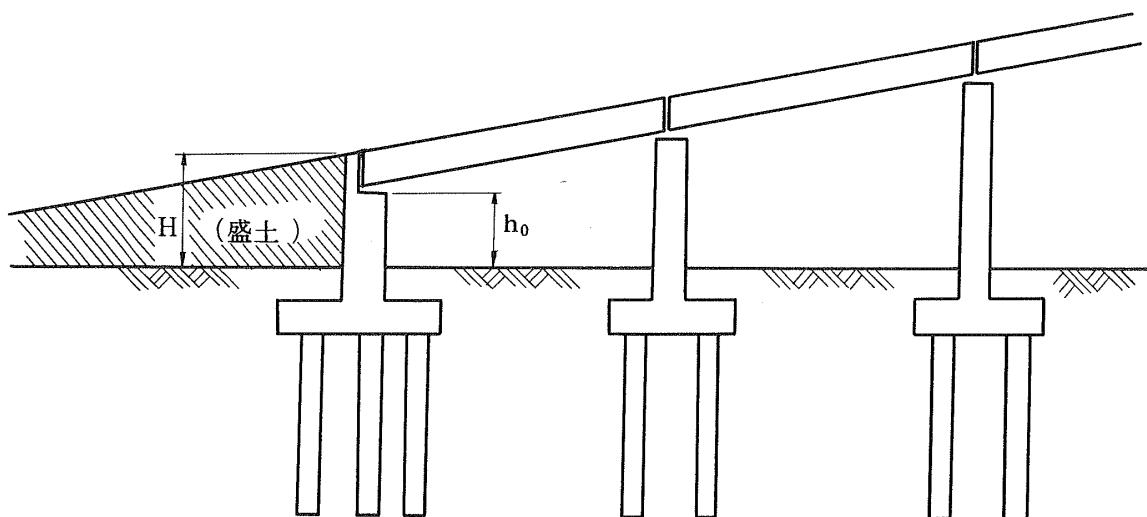


図-2.4

(1) 盛土の安定性

軟弱地盤上に高盛土をすると、地盤のせん断破壊、圧密沈下の問題を生じる。従って、アプローチの盛土高さが安定上の限界高さ以下となる位置までは橋梁とする必要がある。

せん断破壊に対する限界盛土高は、円弧すべり計算によって決定しなければならないが、概略的には次式で求めることができる。⁹⁾

$$H_c = \frac{N_c \cdot C_u}{r_t} \quad \dots \dots \dots \quad (2.1)$$

ここに H_c : せん断破壊に対する限界盛土高さ (m)

C_u : 軟弱地盤の粘着力 (t/m^2)

$C_u = N / 1.6$ (N : N 値)

r_t : 盛土の単位重量 (t/m^3)

N_c : 安定係数

軟弱地盤が厚い場合 $N_c = 3.6$

普通の軟弱地盤 $N_c = 5.1$

軟弱層が薄い場合 $N_c = 7.3$

圧密沈下に対する限界盛土高さは、舗装後の許容残留沈下量を 10 cm として圧密計算より算定する。

(2) 橋台の安定性

軟弱地盤上に構造物を構築し、その背面に盛土をすると、

背面盛土の重量によって軟弱地盤の安定が崩れ、構造物周辺の地盤が塑性流動を起し、構造物は前方に大きく変位する。このような現象を側方移動という。

側方移動が生じると、伸縮継手の破損、支承の変状などの問題を生じる。側方移動を防止する方法には、地盤改良等もあるが、橋長を長くし、橋台背面盛土高さを低くするのも有力な方法である。

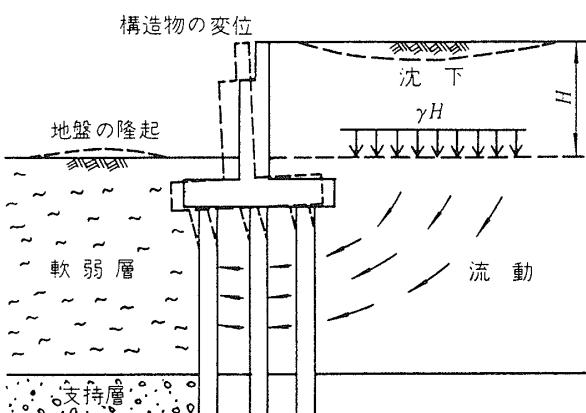


図-2.5 橋台の側方移動

側方移動の判定方法としては、種々の方法が提案されているが、ここでは建設省の方法を紹介する。¹⁰⁾

$$I = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot N_s \quad \dots \dots \dots \quad (2.2)$$

ここに

I : 移動判定数 $I \leq 1.5$ なら安全

$$\mu_1 = \frac{D}{l}, \quad \mu_2 = \frac{b}{B}, \quad \mu_3 = \frac{D}{A}, \quad N_s = \frac{r_t \cdot H}{C_u},$$

$$b = \sum b_i$$

r_t : 盛土の単重

C_u : 軟弱層の粘着力

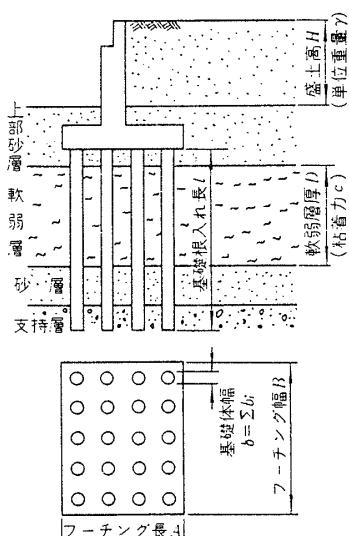


図-2.6 記号の説明

(3) 経済性

市街地やその近郊では地価が高い。このため大きな盛土は用地費が莫大となる。従って、用地買収幅の少い橋梁が経済的理由から選定されることがあるが、この場合には擁壁形式、補強土盛土工法等の盛土高～工費曲線を描き、経済的な限界盛土高を算定する必要がある。

(4) 将来の維持管理性

桁下高が余り低くなると、将来の維持点検、あるいは鋼橋の場合だと塗装作業にも支障をきたす。従って、地盤面から橋桁までの空間は少くとも 2.0 m程度確保しておくのが望まれる。

2.1.3 跨道橋(オーバーブリッヂ)

道路と道路が立体交差する場合には、建築限界を確保する目的で跨道橋が計画される。道路構造令を満足するよう橋台位置を決定しなければならぬのは当然のことであるが、アンダーロードの視界を損ねないように、車道から 1.5 m以上離した位置に橋台を設けるのが良い。カーブ区間においては視距を満足するように決定しなければならない。

2.1.4 跨線橋

単線非電化路線と立体交差する場合は、軌道の建築限界の他に、軌道中心から 5.0 mの範囲は構造物制限範囲に定められている。従って、橋台施工時の仮設構造物もこの範囲外に設けなければならない。

将来複線電化計画のある軌道においては、さらに図-2.10に示す建築限界をも満足さすように橋台位置を決定しておかねばならない。

また、軌道に近接して根切り、基礎工の施工を行う場合には、軌道に不等沈下を発生させる原因にもなるので、軟弱地盤の場合には特に留意しておく必要がある。

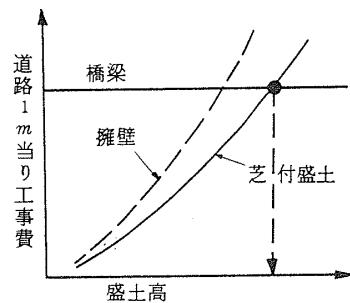


図-2.7 盛土高～工費曲線

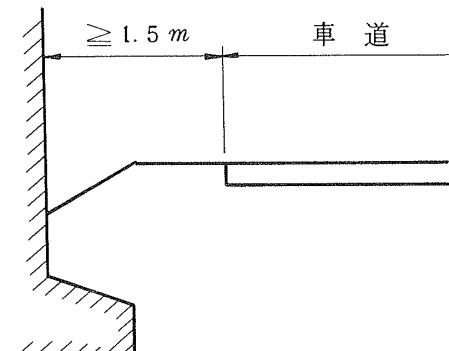


図-2.8

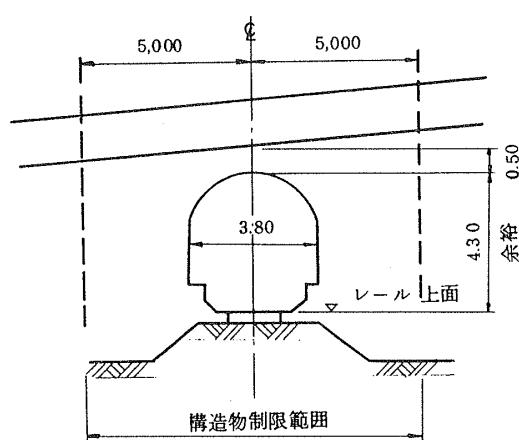


図-2.9 単線非電化線の建築限界

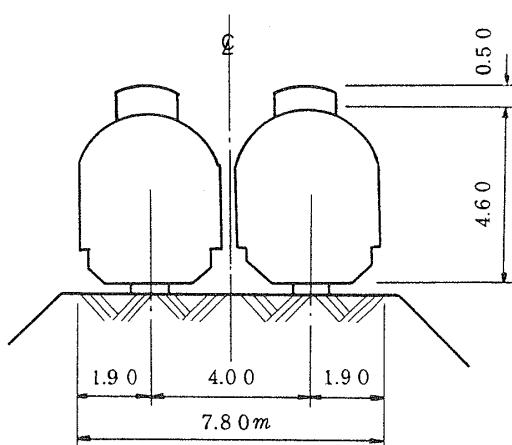
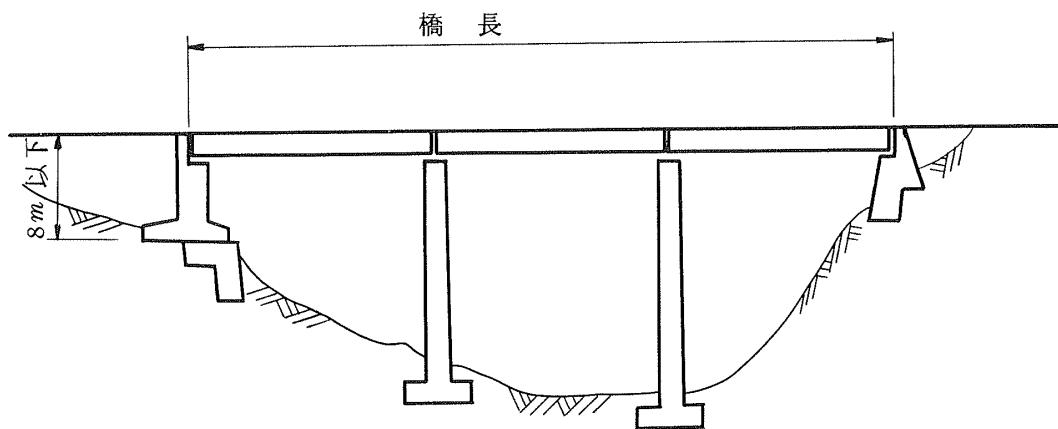


図-2.10 複線電化軌道の建築限界

2.1.5 山岳橋

山岳橋は急斜面上に施工されることが多い。このため橋長は橋台高さとの関係で決まってくる。通常は、数種類の橋長について経済比較を行い決定するが、橋台が大きくなるとそれに伴い土工量も幾何級数的に増え、施工が著しく困難となるばかりか、場合によっては地山の安定を損ね地すべりを誘発することもあるので橋長の決定にあたっては十分注意を要する。一般には、橋台の最大高さの目安は 8.0 m 程度と考えておけば良い。

近くに道路がある場合には、施工時に現道交通に支障を与えない位置に橋台位置を決定することもある。



図一 2.11 山岳橋

2.1.6 避溢橋

湛水地域に道路を築造すると、排水状態が悪化し湛水位が増大する。避溢橋はこの湛水量を軽減する目的で計画される。橋長は道路施工後の湛水位が許容以下となるように決定しなければならない。湛水位の計算は不等流又は等流計算などの簡易法、あるいは内水解析によって計算することができるが許容湛水位の設定が困難である。

許容湛水位の設定は土地利用状況（宅地、農地など）を考慮して決定するのであるが、これを合理的に決定する手法はない。あえて、これを計算により決定しようとするならば投資額と被害軽減額との兼合いから求まる投資経済効果調査を実施しなければならない。

避溢橋の場合、支間長が特に制約を受けることがない。このため、通常の橋梁形式とするより図一 2.12 に示すようなマルチボックスカルバートの方が経済性にすぐれていることがあるので、計画にあたっては十分留意する必要がある。

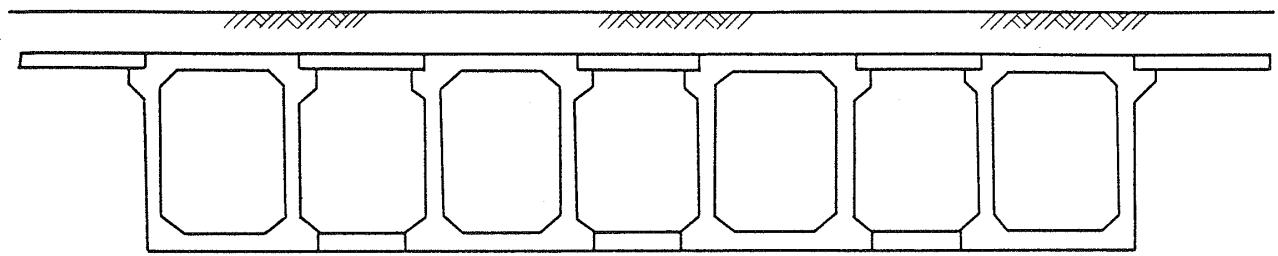


図-2.12 マルチボックスカルパート

2.2 支間割の決定

2.2.1 経済的な支間割

河川区域内に架設される橋梁は治水上から、道路や鉄道などと交差する橋梁においては建築限界などから外的に制約を受け一義的に支間割が決定される場合もあるが、その他の場合には経済性から支間割が決定される場合が多い。

経済性とは、広義の意味では、材料費、施工費の他に工期、安全性、将来のメインテナنس、地域開発効果、需要創出効果等をも総合的に考慮したものであるが、これらすべてを数量化して客観的に評価することは不可能である。従って、ここでは工事費のみを対象とすることにする。

(1) 経済的な支間割の目安

概略一般図作成時には、経験的に支間割を決定する必要がある。日本道路公団、本四公団等の設計基準では、(2.3)式で求めた値を経済的な支間長の目安としている。¹¹⁾

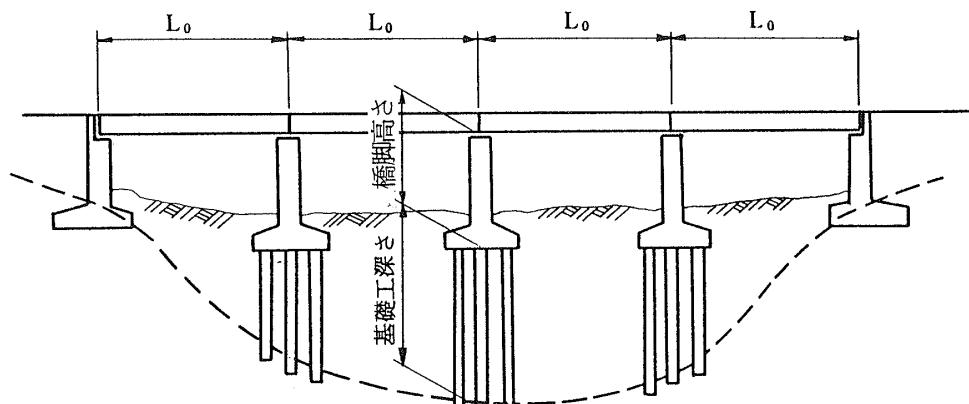


図-2.1.3

$$L_a \equiv (1.0 \sim 1.5) \times [\text{橋脚高さ} \pm 1/3 (\text{基礎工の深さ})] \quad \text{.....(2.3)}$$

※ 直接基礎の場合は 0 とする。

著者の経験では、(2, 3)式の係数 1.0 ~ 1.5 は 1.5 ~ 2.0 とした方が良いように思われる。

(2) 数学的手法を用いた経済的支間長の算定

支間長を長くすれば上部工費はほぼ支間 ℓ の 2 乗に比例して増大する。逆に下部工費は支間が長くなると橋脚の基数が減るので減少する。上部工費と下部工費の合計が最小となる支間長が経済的支間長である。

橋台は土圧による荷重が支配的であるため、その形状寸法はほとんど支間長の影響を受けない。従って、経済的支間長を議論する上では、下部工費は橋脚の工事費のみを対象にすれば良い。

これらのことから、次式を満足する支間 ℓ を経済的支間と定義することができる。

$$\frac{d}{d\ell} \left(\text{上部工 } 1 \text{ m 当りの工事費} + \frac{\text{橋脚 } 1 \text{ 基当りの工事費}}{\text{支間}(\ell)} \right) = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (2.4)$$

上部工 1 m 当りの工事費は、一般に

$$C_u = a \ell^2 + b \ell + c$$

の形で表わされる。(2.3)式で経済的支間長の目安をつければ、それによって橋脚の規模が想定できるので、橋脚 1 基当りの工事費 C_p も算定できる。従って、(2.4)式は

$$2a\ell^3 + b\ell^2 - C_p = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (2.5)$$

の形になるので、この 3 次方程式を解けば経済的支間長を求めることができる。

(3) 3 点法による経済的支間長の決定

3 点法は、経済的な支間と想定される支間付近で 3 種類の支間長を定め、各案についてそれぞれ上部工、下部工の工事費を算出し、支間長と工事費の関係をグラフ化して上・下部工の合計の工事費曲線が谷間となる支間を経済的支間と考える方法である。

工事費の算定において、上部工について

は架設費を、また下部工については仮設費

(締切、桟橋等)も忘れてはならない。施工条件として、無振動、無騒音工法による締切矢板の施工が要求されるような場合には、全体工事費の中で仮設費の占める割合が大きく、施工方法が支間長の決定要因となることもある。

3 点法による具体的な支間割の決定手順を図-2.15 にフローで示す。

通常全体工費曲線は、なだらかな曲線となり、支間が 10 m 程度変っても工事費はほとんど変化しない。このため、全体工事費が最小となる支間長にはあまり意を用いないでよい。

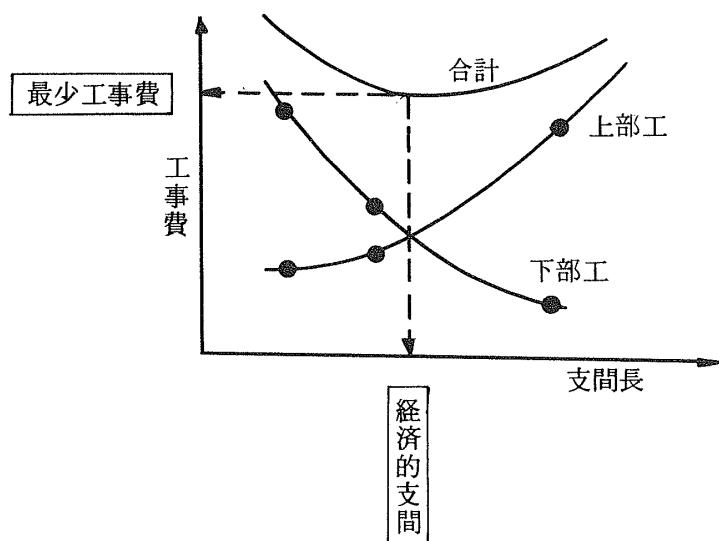


図-2.14

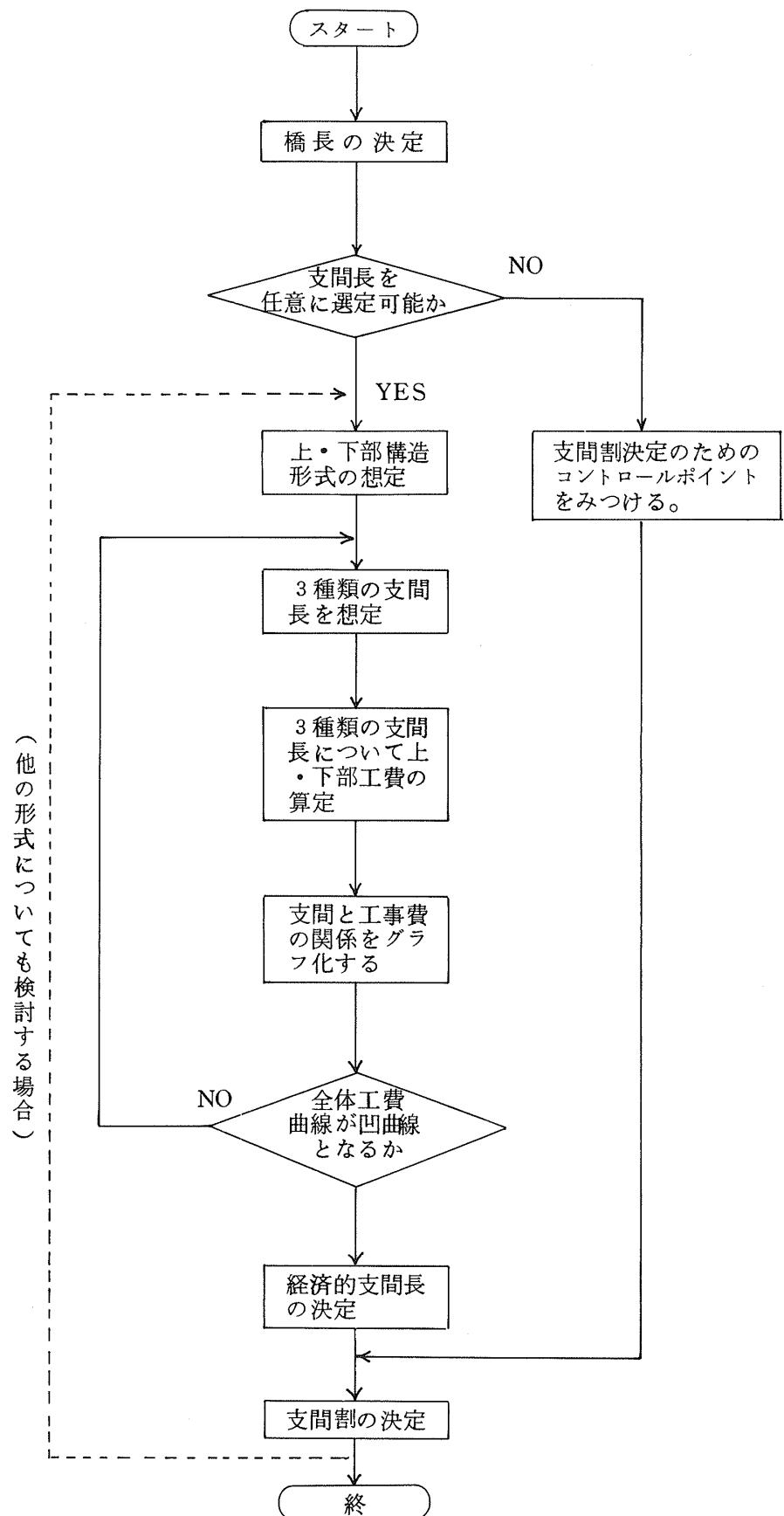


図-2.15 3点法による支間割の決定手順

2.2.2 河川橋の支間割¹²⁾

河川橋における支間割は、河川管理施設等構造令に規定されている下記の3つの条件を満足するように決定しなければならない。

(1) 基準径間長

径間長は図-2.1.8の手順で求まる基準径間長以上に決定しなければならない。

(2) 橋脚設置位置の制限区域

橋脚の位置は、原則として、河岸又は堤防のり先及び低水河岸のり肩からそれぞれ10m以上離さなければならない。

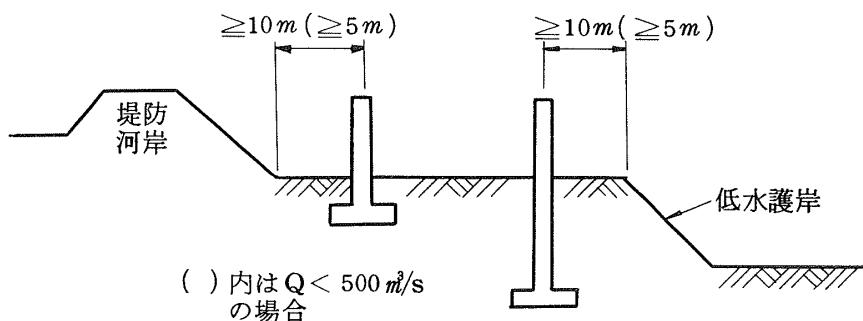


図-2.1.6 橋脚位置

(3) 河積の阻害率

河積の阻害率は原則として5%以下とする。橋の構造上やむを得ない場合であっても6%以下とすべきである。

$$\text{河積阻害率} = \frac{\sum \text{橋脚厚}}{\text{河川幅}} \times 100 (\%) \quad \dots \dots \dots \quad (2.6)$$

河川幅とは流向に対して直角に測った計画高水位と堤防のり面の交点間の距離である。

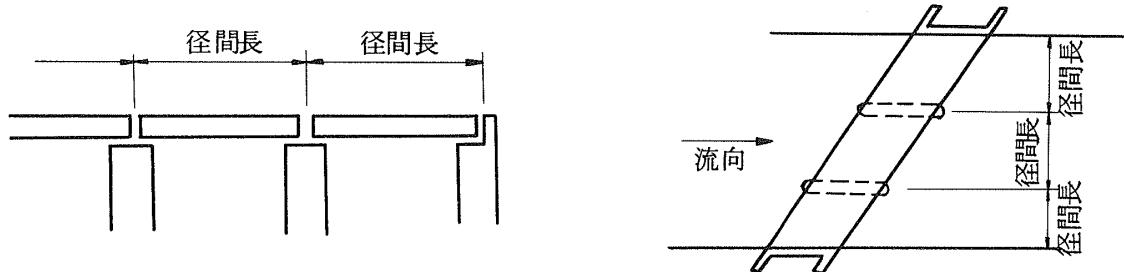


図-2.1.7 径間長のとり方

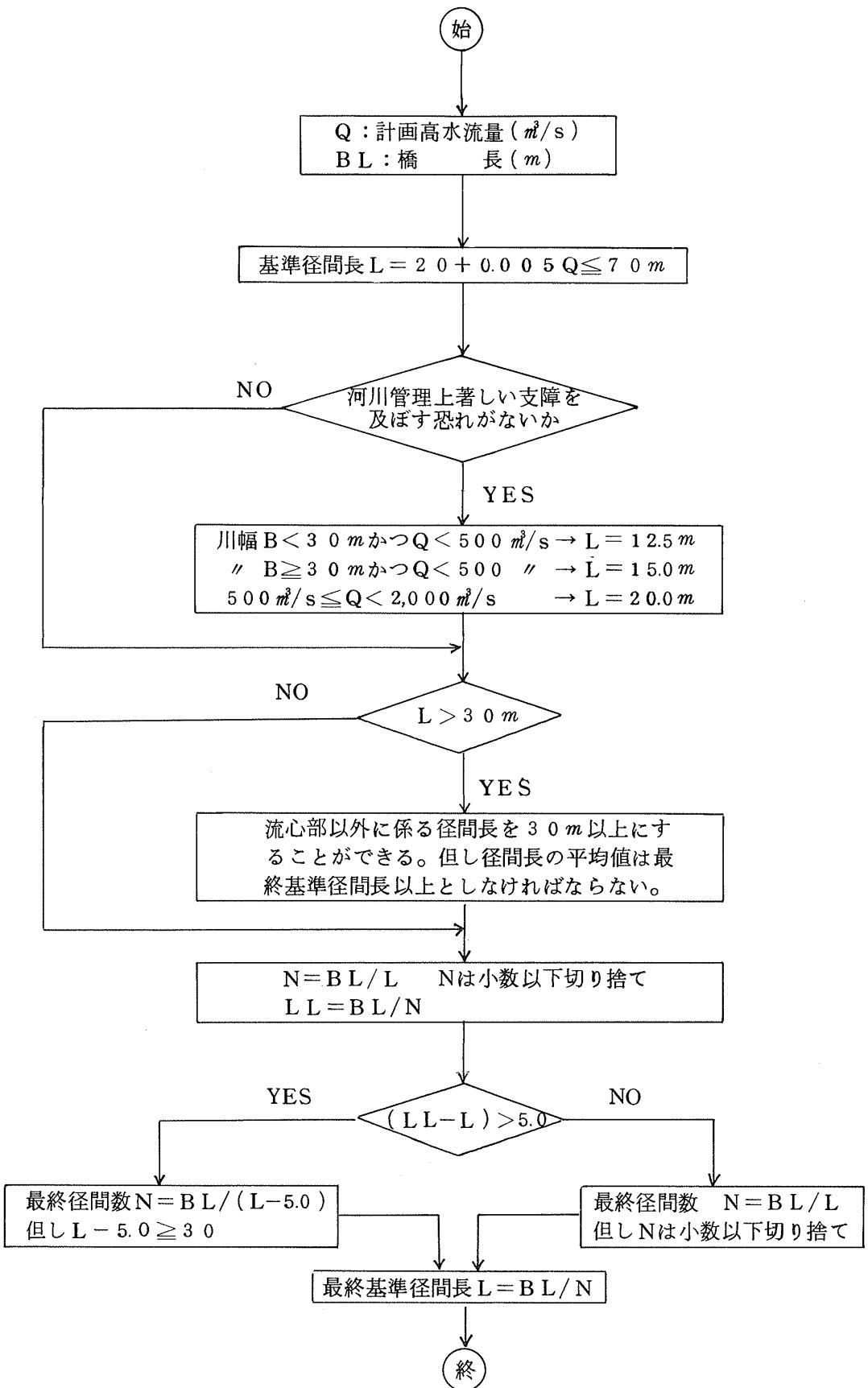


図-2.18 基準径間長決定の手順

2.3 桁下高

跨道橋、跨線橋では所定の建築限界を満足するように桁下高を決定しなければならない。通常、跨道橋では将来のオーバーレイを見込み、道路構造令に規定されている建築限界に20cmの余裕をとって桁下高を決定している。(一般には4.7m)

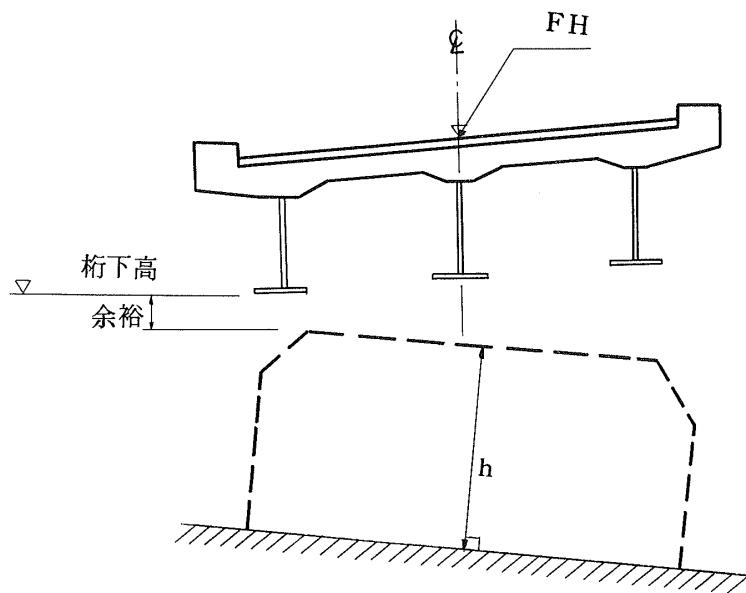


図-2.19 跨道橋の桁下高

跨道橋に鋼桁を用いる場合には、塗装塗替えのために50cm程度の余裕を見込む必要がある。また、余裕には活荷重載荷重の桁のためみ量をも加味しておかなければならぬ。

河川橋の場合には、洪水時における流木等流下物の浮上高等を考慮した空間を確保する必要がある。一般的には、桁下高さは、現状又は計画堤防のいずれか高い方以上にしなければならない。ただし、局部的に現状の堤防が高く、仮に計画堤防の高さまで切下げても治水上支障がないと認められる場合(例えば、河床掘削が完了している場合)等においては、桁下高を計画堤防に合わせて問題がない。

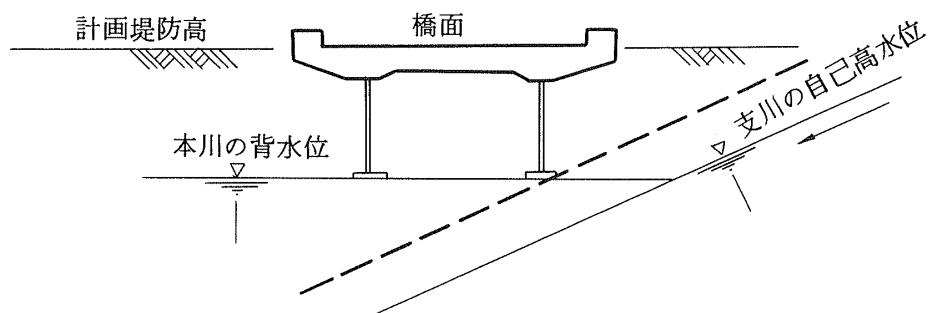


図-2.20 背水区間における桁下高及び橋面高

高潮区間にあっては計画高潮位以上、背水区間にあっては本川の背水位（計画高水位）又は支川の自己高水位に余裕高（表-4.7参照）を加えた値以上にすることができる。ただし、この場合橋面は、前後の堤防天端高より高くしなければならない。ここで言う橋面とは、原則として路面を指すが、このようにした場合取付道路沿線の家屋の地上げなどが生じ、事業遂行上に著しい困難を伴う場合には、橋面を拡大解釈し地覆又は水密構造の高欄部分を含むことができる。

2.4 道路区分と橋梁の幅員

2.4.1 道路の区分

橋梁の幅員を決定するためには、道路区分を明確にしておかなければならぬ。道路を分類する方法として、道路のネットワーク特性あるいは交通特性などの機能上から分類する方法（表-2.1），沿道の土地利用状況から分類する方法（表-2.2），道路の存する地域及び計画交通量から分類する方法（表-2.3）がある。

表-2.1 道路の機能分類の考え方

地域区分	道路の機能分類	ネットワーク特性									交通特性							
		起終点特性				道路種類					トリップ長		計画交通量		速度			
		地方生活性圈相互	2次生活性圈相互	1次生活性圈相互	基礎集落内道路	高速自動車国道	一般国道	都道府県道	市町村道	長	中	短	多	中	少	高	中	低
地方部(1・3種)	主要幹線	◎	○			◎	◎	○		◎	○		◎	○	○	◎	○	○
	幹線	○	◎	○		○	○	○		○	○		○	○	○	○	○	○
	補助幹線		○	○	○		○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○
	その他の道			○	○				○	○		○	○	○	○	○	○	○

地域区分	道路の機能分類	ネットワーク特性									交通特性							
		道路網間隔				道路種類					トリップ長		計画交通量		速度			
		都市間を連絡する道路	近隣住区外郭幹線道路	近隣住区内幹線道路	区画道路	都市高速道路	一般国道	都道府県道	市町村道	長	中	短	多	中	少	高	中	低
都市部(2・4種)	主要幹線	◎	○			◎	◎	○		◎	○		◎	○	○	○	○	○
	幹線	○	◎	○		○	○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○
	補助幹線		○	○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	○	○	○
	その他の道			○	○				○	○		○	○	○	○	○	○	○

凡例 ◎ 主たる対応 ○ ありうる対応

(道路構造令P63より)

表一 2.2 地域区分

地域区分		沿道の土地利用状況									
都市部	A地域	第一種住居専用地域、第二種住居専用地域および住宅の立地状況、その他土地利用状況から良好な住居環境を保全する必要があると認められる地域									
	B地域	A地域以外の都市部の地域									
地方部	C地域	沿道の集落等からの歩行者、自転車交通の発生が見込まれる地域。一般には沿道近傍に集落が形成される地域をいうが、集落が形成されなくても家屋が点在し、歩行者、自転車交通の発生がある程度見込まれる地域をも含む。									
	D地域	山地部等で歩行者、自転車利用者が極めて少ない地域									

表一 2.3 道路の区分の体系

地域	地 域 種 別	級 別	設 計 速 度 (km/h)	出 入 制 限	計画交通量(台/日)					摘要	
					30,000以上	30,000 ~20,000	20,000 ~10,000	10,000未満			
高速自動車 国道および 自動車専用 道路	地 方 部 第 1 種	第1級	120	100	F	高速・平地					
		第2級	100	80	F・P	高速・山地	高速・平地				
		第3級	80	60	F・P	専用・平地	高速・山地	高速・平地			
		第4級	60	50	F・P	専用・山地	専用・平地	高速・山地	専用・山地	高速の設計速度は60のみ	
	都 市 部 第 2 種	第1級	80	60	F	高速、専用					専用は大都市の都心部以外
		第2級	60	50	F	専用・都心					
	地 方 部 第 3 種	級 別	設 計 速 度 (km/h)	出 入 制 限	計画交通量(台/日)					摘要	
		第1級	80	60	P・N	国道・平地					
		第2級	60	50	N	国道・山地	国道・平地				
		第3級	50	40	N	県道、市道・平地					
		第4級	50	40	N	国道・山地	国道、県道・平地				
	その他の道路	第5級	40	30	—	県道、市道・山地	市道・平地				
		第1級	40	30	—	市道・山地	市道・山地				一車線道路
		第2級	30	20	N	国道					
		第3級	20	15	N	県道					
		第4級	15	10	N	市道					
	都 市 部 第 4 種	第1級	60	50	P・N	国道					
		第2級	50	40	N	県道、市道					
		第3級	40	30	N	県道					
		第4級	30	20	N	市道					一車線道路

注 1 表中の用語の意味は、次のとおりである。

高速：高速自動車国道 専用：高速自動車国道以外の自動車専用道路

国道：一般国道 県道：都道府県道 市道：市町村道

平地：平地部 山地：山地部 都心：大都市の都心部

F：完全出入制限、P：部分出入制限、N：出入制限なし

注 2 設計速度の右欄の値は地形その他の状況によりやむを得ない場合に適用する。

注 3 地形その他の状況によりやむを得ない場合には、級別は1級下の級を適用することができる。

(道路構造令P85より)

2.4.2 橋梁の幅員

道路構造令で規定されている道路の最小幅員を表一 2.4 に示す。また、建設省道路局・都市局において定められた道路の標準幅員（案）のうち、建設省制定標準設計図集に採用されているものを表一 2.5 に示す。表一 2.6 は、建設省四国地方建設省が採用している橋梁の標準幅員である。

表-2.4 道路の最小幅員

		車線の幅員		路肩の幅員		中央帯の幅員		中央帯の側帯の幅員		路肩に設ける側帯の幅員		自転車・歩行者道の幅員		歩道の幅員	
				車道の左側	車道の右側										
第1種	1級	3.50	2.50 (1.75)	1.25	4.50 (3.00)	0.75	0.75 (0.50)								
	2級		1.75 (1.25)	0.75	3.00 (2.25)	0.50	0.50 (0.25)							※※※	
	3級	3.25	1.75 (1.25)	0.75	3.00 (1.75)										
	4級		1.00 (0.75)	0.50	2.25	0.50	0.50							※※※	
第2種	1級	3.50	1.25	0.75	1.75									※※※	
	2級		1.25 (0.75)	0.50	1.75									※※※	
	1級	3.50	1.25 (0.75)											※※※	
	2級		1.25 (0.75)											※※※	
第3種	1級	3.25	0.75 (0.50)											※※※	
	2級		0.75 (0.50)											2.00 (1.50)	
	3級	3.00	0.75 (0.50)											1.50 (1.00)	
	4級		0.75 (0.50)											※※※	
第4種	5級	2.75	0.50											※※※	
	1級		0.50											2.00 (1.50)	
	2級	2.25	0.50											1.50 (1.00)	
	3級		0.50											※※※	
	4級	4.00 (3.00)												※※※	

() 内は特例値を示す。長さ 50m 以上の橋若しくは高架の道路の状況その他の理由により、やむを得ない箇所については特例値を用いることができる。

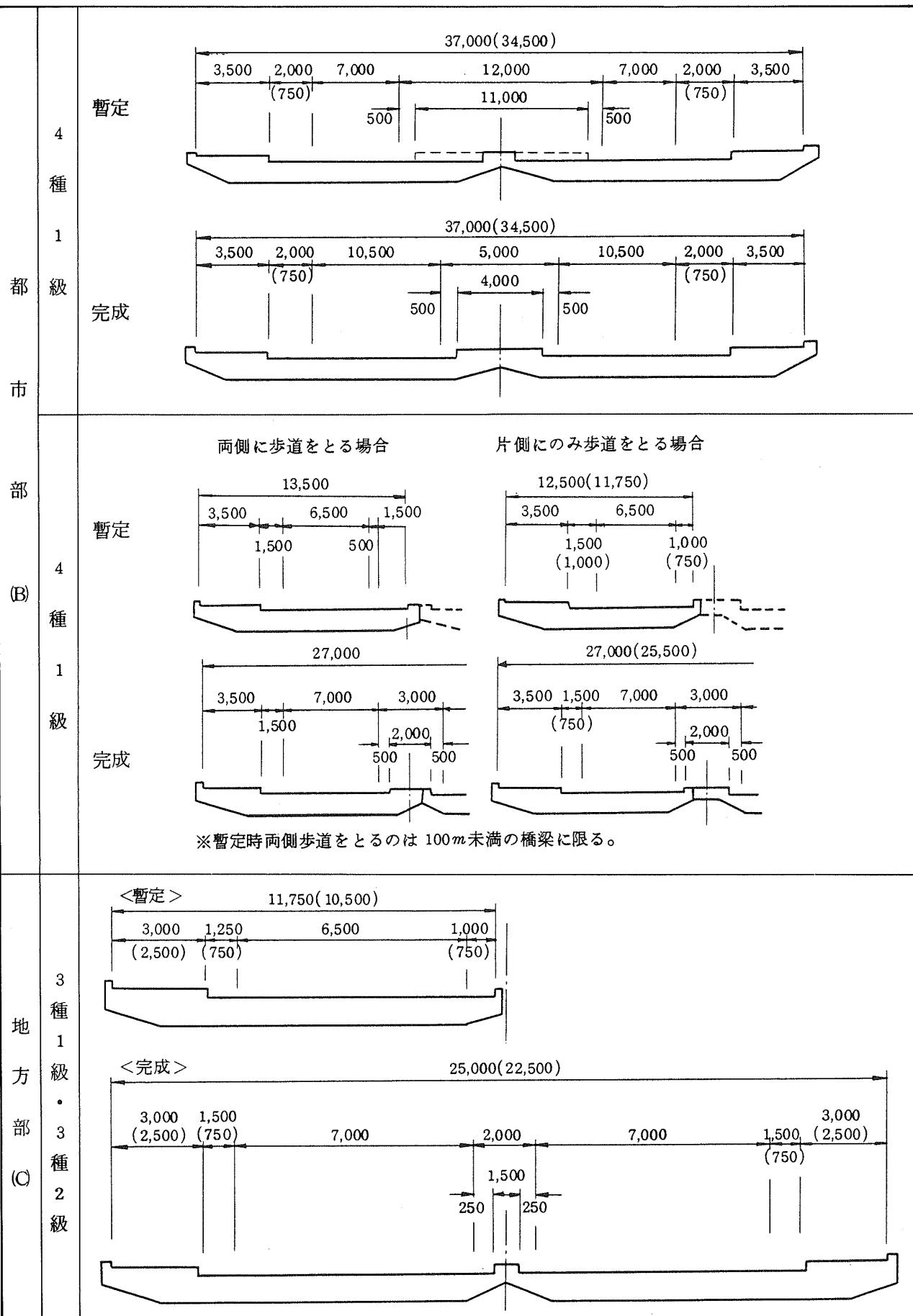
表-2.5 標準幅員

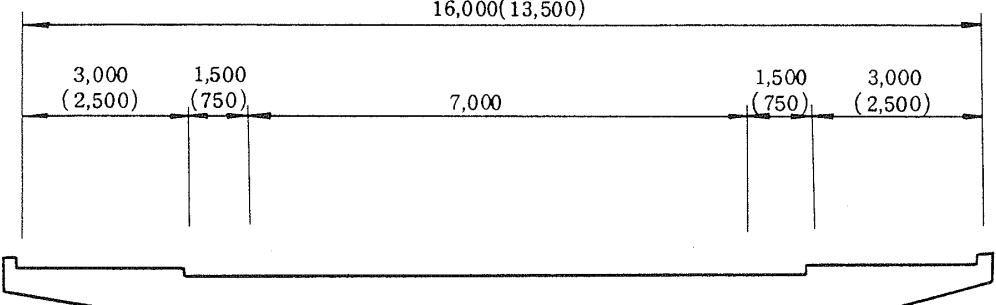
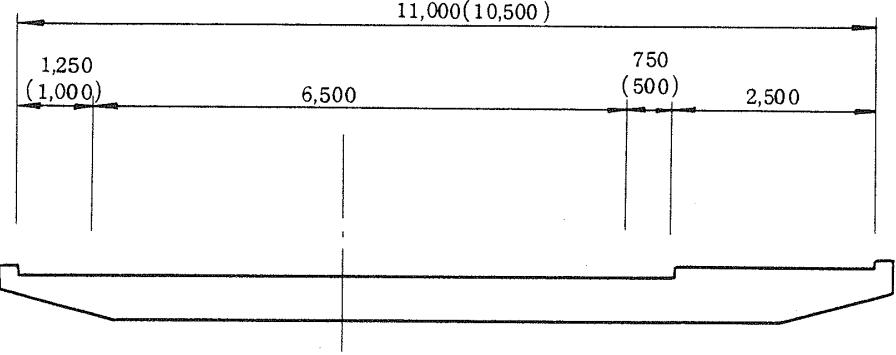
区分	主要幹線道路		幹線道路		補助幹線道路	
	橋長 100m未満	橋長 100m以上	橋長 100m未満	橋長 100m以上	橋長 100m未満	橋長 100m以上
A・B	——	——	——	——	12.0 2.5 0.5	2.5 0.5
C	16.0 3.0 7.0 3.0 1.5 1.5	13.5 2.5 7.0 2.5 0.75 0.75	14.0 3.0 6.5 3.0 0.75 0.75	12.5 2.5 6.5 2.5 0.5 0.5	12.0 2.5 6.0 2.5 0.5 0.5	12.0 2.5 6.0 2.5 0.5 0.5
D	10.0 1.5 7.0 1.5	9.5 1.25 7.0 1.25	9.0 1.25 6.5 1.25	8.5 1.0 6.5 1.0	8.0 1.0 6.0 1.0	8.0 1.0 6.0 1.0
特定又は 暫定道路	12.0 1.5 7.0 2.5 0.5 0.5	11.5 1.25 7.0 2.5 0.75 0.75	11.0 1.25 6.5 2.5 0.75 0.75	10.5 1.0 6.5 2.5 0.5 0.5	10.0 1.0 6.0 2.5 0.5 0.5	9.75 0.75 6.0 2.5 0.5 0.5

※ 建設省制定土木構造物標準設計
第13~17巻解説書より抜粋

表一 2.6 四国地方建設局の橋梁の標準幅員

道路区分		幅員構成									
自動車専用道路	1種3級(4車線)	暫定	1,750	3,500	3,500	1,750	500				
		完成	(1,250)	450	(1,250)						
自動車専用道路	1種3級(2車線)	完成	1,750	7,000	3,000	7,000	1,750				
			(1,250)	500	2,000	500	(1,250)				
都市部	4種1級	暫定	1,750	3,500	3,500	1,750	(1,250)	10,500(9,500)			
		完成	(1,250)		450						
(A)	4種1級	完成	5,000	2,000	7,000	12,000	7,000	2,000	5,000	40,000(34,500)	
			(3,500)	(750)	500	11,000	500	(750)	(3,500)		
(A)	4種1級	完成	5,000	2,000	10,500	5,000	10,500	2,000	5,000	40,000(34,500)	
			(3,500)	(750)	500	4,000	500	(750)	(3,500)		
(A)	4種1級	完成	5,000	7,000	3,000	7,000	5,000	1,500	(3,500)	30,000(25,500)	
			(3,500)	(750)	500	2,000	500	(750)	(3,500)		



地方部 種 2 (C)	
地方部 種 3 (D)	

注 1) ()内は橋長 100 m以上の場合を示す。

注 2) 四国地方建設局：道路構造に関する諸基準の運用指針（昭和 61 年 7 月）による。

表-2.7 設計速度から決まる設計条件(道路構造令の解説とその運用)

設計速度(km/h)		120	100	80	60	50	40	30	20	ページ	
最小曲線半径(m)	規定値	710	460	280	150	100	60	30	15	P 195	
特例値	最大片勾配6%	710	460	280	150	100	60				
	〃 8%	630	410	250	140	90	55				
	〃 10%	570	380	230	120	80	50				
	片勾配を附さない場合				220	150	100	55	25		
	希望値	1000	700	400	200	150	100	65	30		
最小曲線長(m)	規定値	1400/θ	1200/θ	1000/θ	700/θ	600/θ	500/θ	350/θ	280/θ	P 199	
	特例値	200	170	140	100	80	70	50	40		
	備考	θ は道路交角(度)。ただし、 θ が2°未満の場合は2°とする。									
片勾配を打ち切 る最小曲線半径	横断勾配2%	7500	5000	3500	2000	1300	800	500	200	P 206	
	1.5%	5500	4000	2500	1500	1000	600	350	150		
曲線半径と片勾配	片勾配 %	車道、中央帯(分離帯を除く)、車道に接して設ける路肩の曲線部には、曲線半径・設計速度に応じ下表に示す片勾配を附す。								P 207	
以上一曲線半径未満(m)	10	570~610	380~430	230~280	120~150	80~100	50~65				
	9	610~670	430~480	280~330	150~190	100~130	65~80				
	8	670~760	480~550	330~380	190~230	130~160	80~100	30~40	15~20		
注) 市街部における 特例値はP 215 砂利道等の片勾配 は、P 216	7	760~880	550~640	380~450	230~270	160~200	100~130	40~60	20~30		
	6	880~1030	640~760	450~540	270~330	200~240	130~160	60~80	30~40		
	5	1030~1280	760~930	540~670	330~420	240~310	160~210	80~110	40~50		
	4	1280~1660	930~1210	670~870	420~560	310~410	210~280	110~150	50~70		
	3	1660~2300	1210~1700	870~1240	560~800	410~590	280~400	150~220	70~100		
	2	2300~7500	1700~5000	1240~3500	800~2000	590~1300	400~800	220~500	100~200		
標準横断片勾配が、 1.5%の場合	2	2300~2860	1700~2130	1240~2100	800~1370	590~1000	400~600	220~350	100~150	P 208	
	1.5	2860~5500	2130~4000	2100~2500	1370~1500						
最低緩和区間長(m)		100	85	70	50	40	35	25	20	P 226	
最小パラメータ	p=0.35※	325	250	180	120	90	70	—	—	P 233	
	p=0.5※※	280	210	150	100	75	55	—	—		
	p=0.6※※※	—	140	90	70	50	35	20			
	p=0.75※※※※	—	—	80	60	40	30	15			
緩和曲線の省略でき る限界曲線半径(m)	可能値	2100	1500	900	500	350	250	130	60	P 235	
	一般値	4000	3000	2000	1000	700	500			P 237	
片勾配の最大すりつけ率	1/200	1/175	1/150	1/125	1/115	1/100	1/75	1/50	P 239		
車線数の増減の場合	地方部	1/70	1/60	1/50	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	P 251	
のすりつけ率一般値	都市部	—	—	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	1/10		
最低視距(m)		210	160	110	75	55	40	30	20	P 252	
最大縦断勾配(%)	規定値	2	3	4	5	6	7	8	9	P 264	
	特例値	第1種、第2種、第3種の道路は3%，第4種の道路は2%を加えた値以下。									
規定値を越えた縦断勾配を 用いるときの制限長	3~800	4~700	5~600	6~500	7~500	8~400				P 273	
片勾配(%)—制限長(m)	4~500	5~500	6~500	7~400	8~400	9~300					
	5~400	6~400	7~400	8~300	9~300	10~200					
縦断曲線最小 縦断半径(m)	規定値	凸	11000	6500	3000	1400※	800	450	250	100	P 286
		凹	4000	3000	2000	1000	700	450	250	100	
	特例値	凸	※第4種第1級の道路にあっては、特例値1000まで縮小できる。								
	希望値	凸	17000	10000	4500	2000	1200	700	400	200	P 296
		凹	6000	4500	3000	1500	1000	700	400	200	
最小縦断曲線長(m)		100	85	70	50	40	35	25	20	P 287	
最大合成勾配(%)	規定値	10			10.5			11.5			P 301
	特例値	—			—			12.5			

3章 上部構造

支間50m程度以下の中小橋梁として一般に採用されている橋梁形式には図-3.1のようなものがある。これらは、建設省、日本道路公団、橋梁メーカー等で標準設計図集が用意されているので設計は比較的容易である。

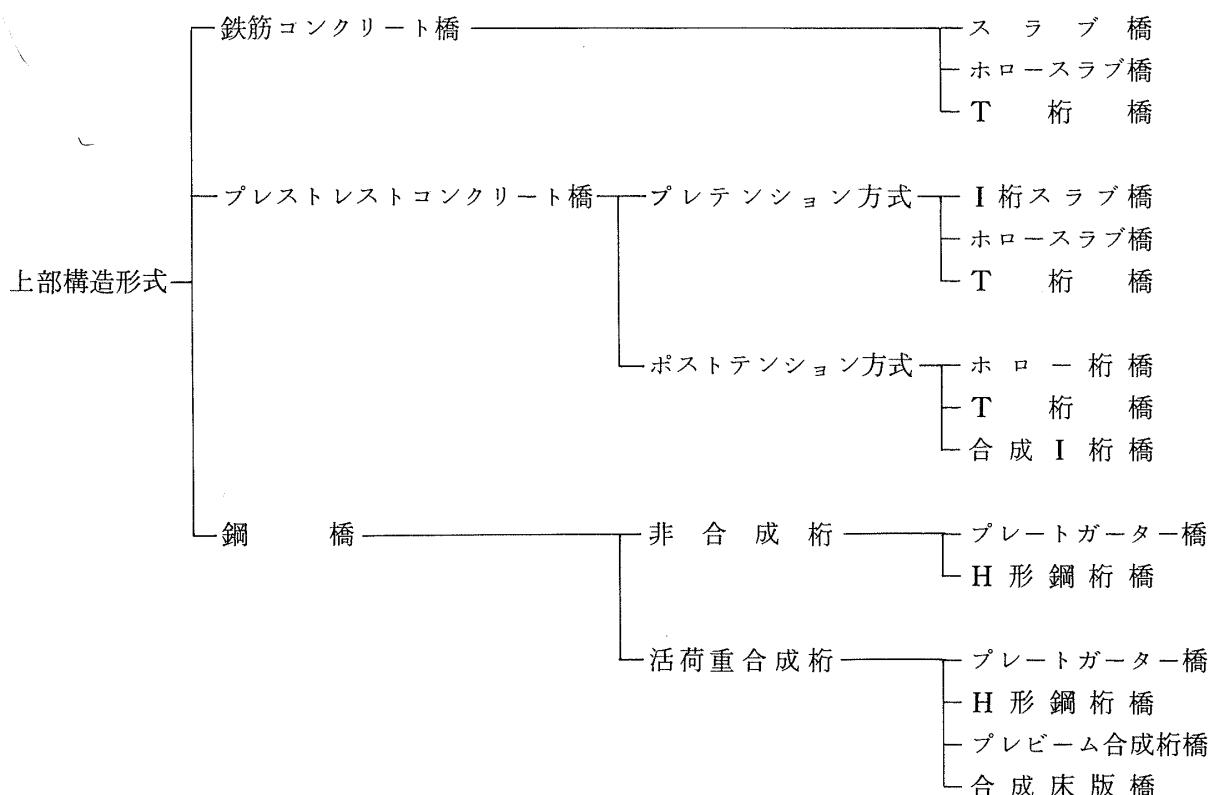


図-3.1 上部構造形式の種類

3.1 鉄筋コンクリート橋（RC橋）

3.1.1 概要

鉄筋コンクリート橋は、reinforced concrete bridge の頭文字をとってRC橋とも略称されている。

鉄筋コンクリート橋には、スラブ橋、ホロースラブ橋（中空床版）、T桁橋、箱桁橋、ラーメン橋、アーチ橋などが古くから用いられてきたが、最近は経済的なプレストレストコンクリート橋や、現場作業が少なく工期の短い鋼橋にとって変られた感がある。現在鉄筋コンクリート橋が用いられているのは小支間のスラブ橋、ホロースラブ橋がほとんどであり、他の形式は余り施工されていない。

鉄筋コンクリート橋の特徴として次の点が挙げられる。

長 所

- ① 現場条件が良く、たいした支保工を必要としない場合は、桁輸送費がいらない。また、多径間の場合型枠を転用することにより非常に経済的となる。
- ② 配筋、型枠、コンクリート打設など施工が単純で容易である。
- ③ 大規模の架設重機を必要としない。
- ④ 設計が比較的簡単。
- ⑤ 材料の入手が容易。
- ⑥ メンテナンスフリーである。（腐食の懼れがない）

短 所

- ① すべて現場作業となり、工期が長くかかる。
- ② 施工法によって品質が大きく左右される。
- ③ 自重が大きく、長スパンの橋梁には不向き。
- ④ 温度変化、乾燥収縮によってクラックが入り、鉄筋の腐食の原因となる。

3.1.2 スラブ橋

スラブ橋は形式として最も簡単なもので、幅の広い一枚の版で構成されている。この形式は他に比べて桁高が最も小さく、施工性が良い反面、自重が大きいので大きな支間には適さない。充実断面のスラブ橋は支間10m以下に使用される。最近は、スラブ内に円筒型枠を埋設した中空床版橋が支間15～18m程度で、高架橋の標準形式として数多く施工されている。

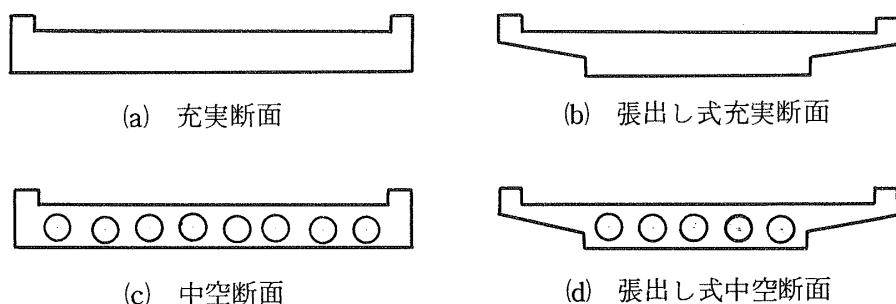


図-3.2 スラブ橋の断面形状

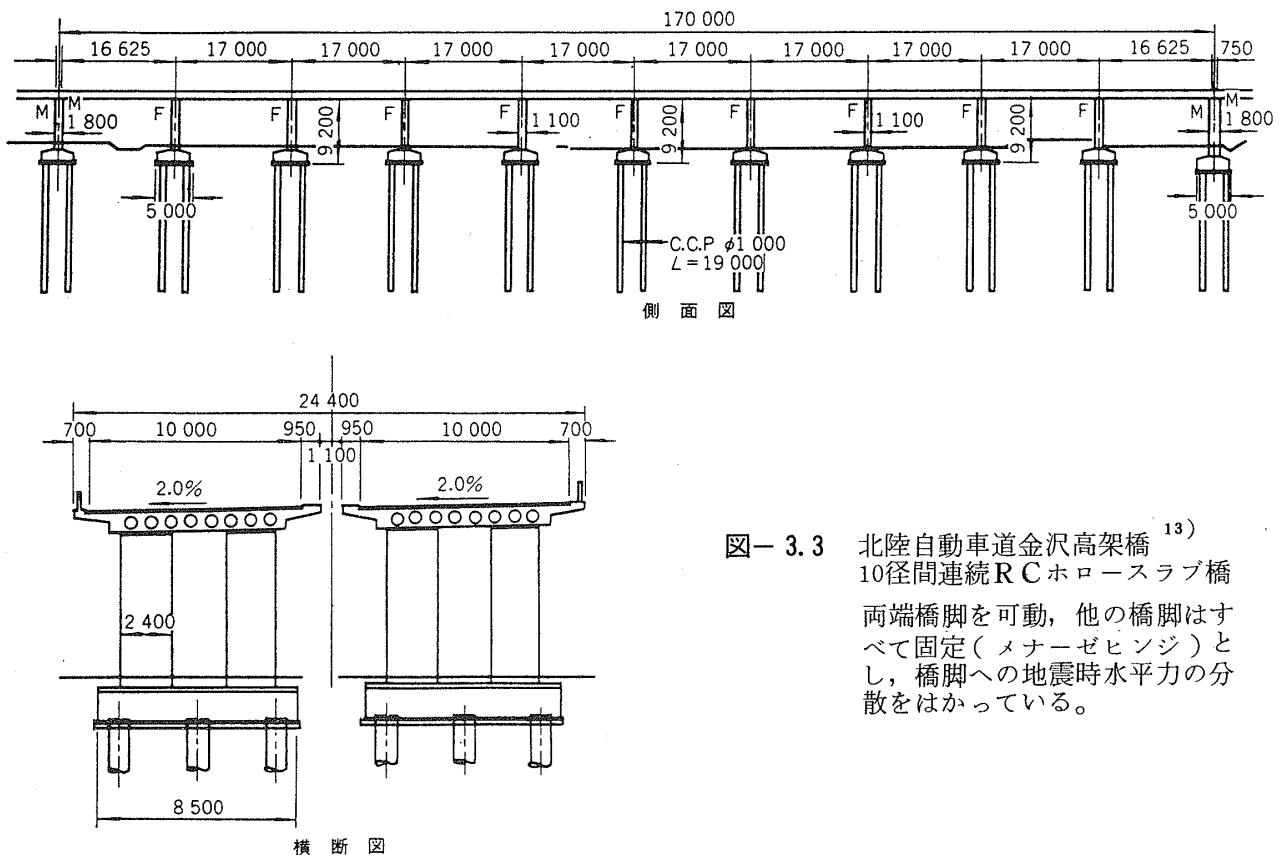


図-3.3 北陸自動車道金沢高架橋¹³⁾
10径間連続RCホロースラブ橋
両端橋脚を可動、他の橋脚はすべて固定(メナーゼビンジ)とし、橋脚への地震時水平力の分散をはかっている。

(1) スラブの厚さ

一等橋の場合の標準的な支間とスラブ厚の関係式を示すと次のようになる。

$$\text{単純充実スラブ} \quad h = (\ell/20) + 0.15 \quad \ell \leq 10 \text{ m}$$

$$\text{単純中空スラブ} \quad h = (\ell/20) + 0.10 \quad 10 < \ell < 15 \text{ m}$$

$$h = (\ell/20) + 0.05 \quad \ell \geq 15 \text{ m}$$

$$\text{連続中空スラブ} \quad h = (\ell/26.7) + 0.26$$

(2) スラブ橋の適用範囲

充実スラブ橋の死荷重による曲げモーメントは近似的に次式で示される。

$$Md = (0.0156\ell + 0.08)\ell^2 \quad (\text{tm})$$

一方、活荷重による幅1m当りの曲げモーメント(衝撃を含む)は、

$$M\ell = (1.8\ell + 0.5) \quad (\text{tm}) \quad (\text{一等橋の場合})$$

である。これらの式によると、支間9.0m近くで $Md = M\ell$ となる。従って、この附近に充実スラブ橋の経済的限界があり、これ以上の支間になると中空スラブまたはT桁断面が経済的になるものと思われる。

単純中空スラブは支間10~15mに、連続中空スラブは支間13~18mに一般的に適用されている。

(3) 中空スラブの断面形状

図-3.4に日本道路公団の中空スラブ橋標準断面の一例を示す。

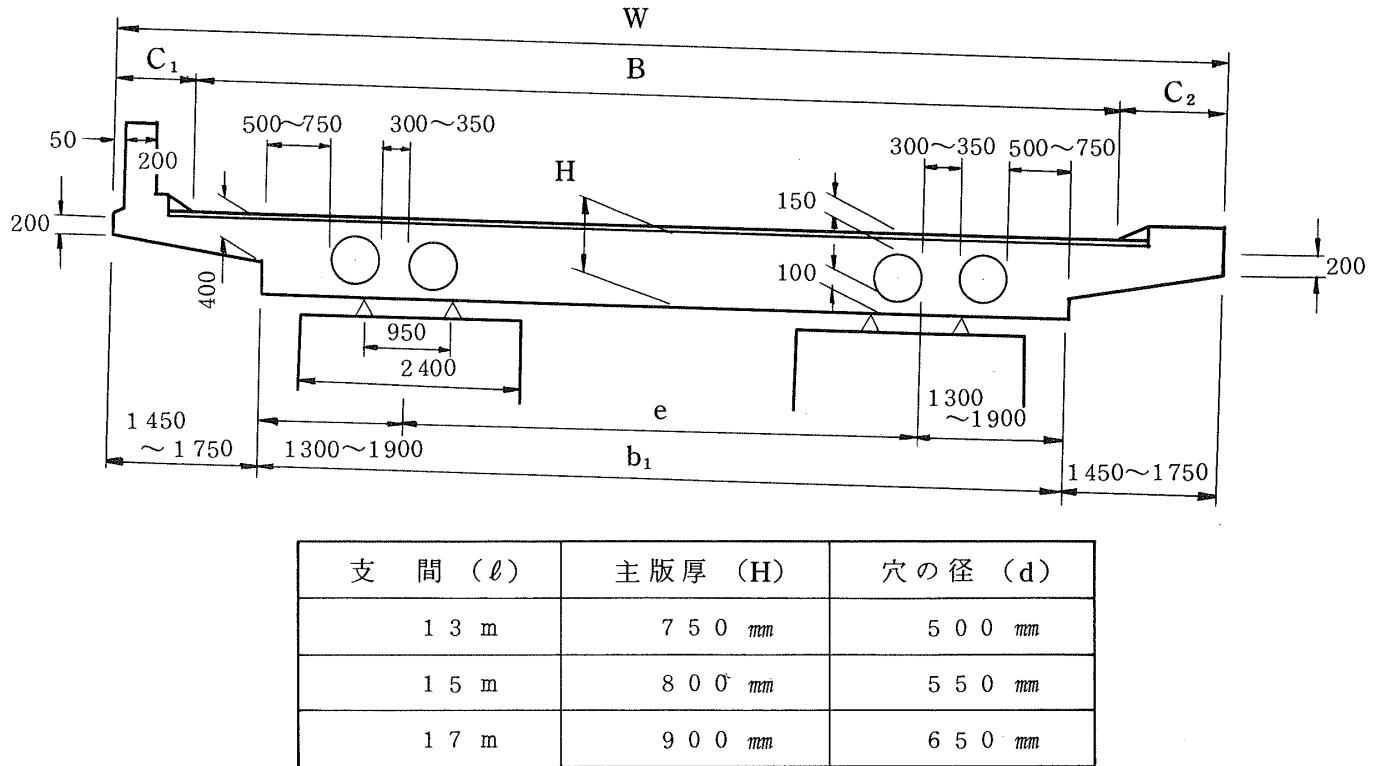


図-3.4 連続中空スラブ橋の標準断面

3.1.3 T桁橋¹⁴⁾

鉄筋コンクリートTげた橋(以下RCTげた橋という)は、RC床版橋の欠点を改良した形式である。

コンクリート断面は圧縮力に強く引張力には弱い欠点を持つ。このため引張力に対して鉄筋を配置して補強するが、一般的には引張側のコンクリートは無視されるので全断面が有効に利用されない。したがって全荷重に対する自重の占める比率が高く、支間長の増大とともにこの傾向は顕著になる。このため全断面を有効に利用し自重を軽減する方法としてT形げたが考えられた(図-3.5参照)。床版橋の主鉄筋を収容し、せん断応力に必要な幅を残してほかの不要な部分のコンクリート断面を削り取ったものがTげた橋で、この形が鉄筋コンクリート断面として最も合理的といえる。

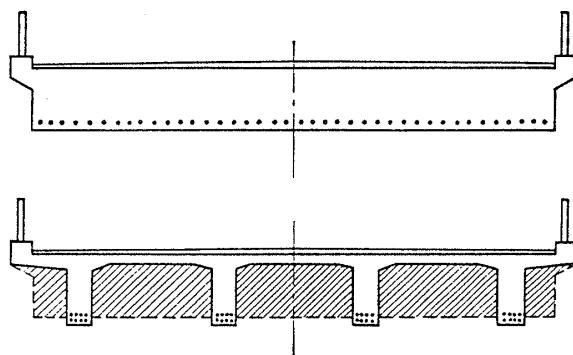


図-3.5 基本断面

RC Tげた橋は 10 ~ 25 m 程度の中小支間の橋りょうに適する構造形式であり、ゲルバーゲた、あるいは連続げたとすれば 30m 以上にも適用できる。なお箱形断面との併用を考えればさらに長支間にも適用される形式である。

近頃はプレストレストコンクリート、あるいは現場作業の省力化のためのプレキャスト材の普及発達のために RC げた橋の施工例は非常に少なくなっている。しかし応力解析、構造が単純であり、施工の面においても特殊な器材や施工技術を必要としない長所がある。RC 床版橋に次ぐコンクリート構造の基本形式である。

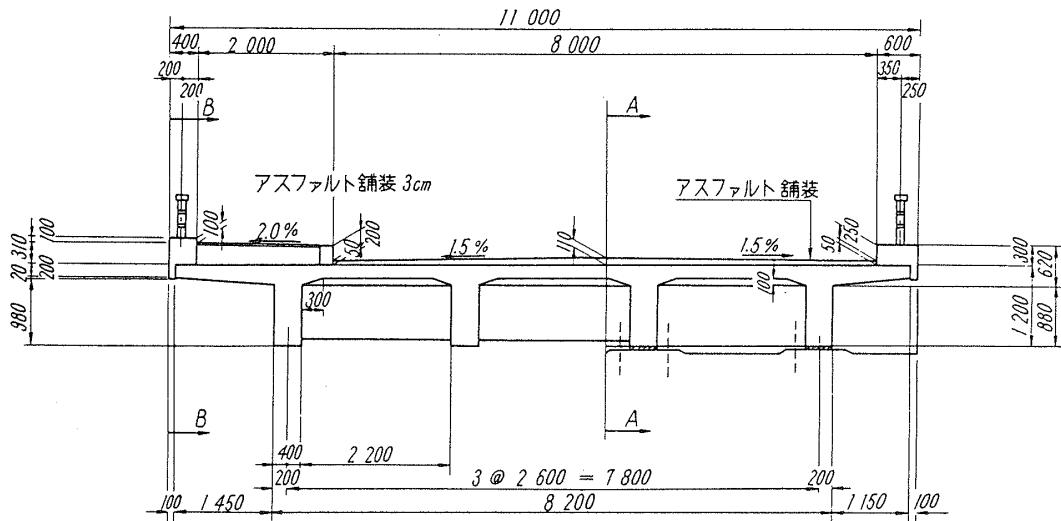


図-3.6 T 桁橋の断面

RC T げた単純橋の場合、けた高と支間長の比率は $1/8 \sim 1/15$ (標準 $1/10$)、主桁間隔は 1.5 ~ 2.5 m 程度が適当とされている。主桁のウェブ幅はけた高の関係より求めることができるが、一般に支間 10m 以下では $b_o = 30 \sim 40 \text{ cm}$, $\ell = 10 \sim 15 \text{ m}$ で $b_o = 40 \sim 50 \text{ cm}$, $\ell = 15 \sim 20 \text{ m}$ で $b_o = 55 \sim 65 \text{ cm}$ となる。

主げた数は幅員によって決定されるが、できるだけ少ない方が経済的で、少なくとも主げた中心間隔は 2.0 m 以上とするのが良い。

3.1.4 その他の鉄筋コンクリート橋

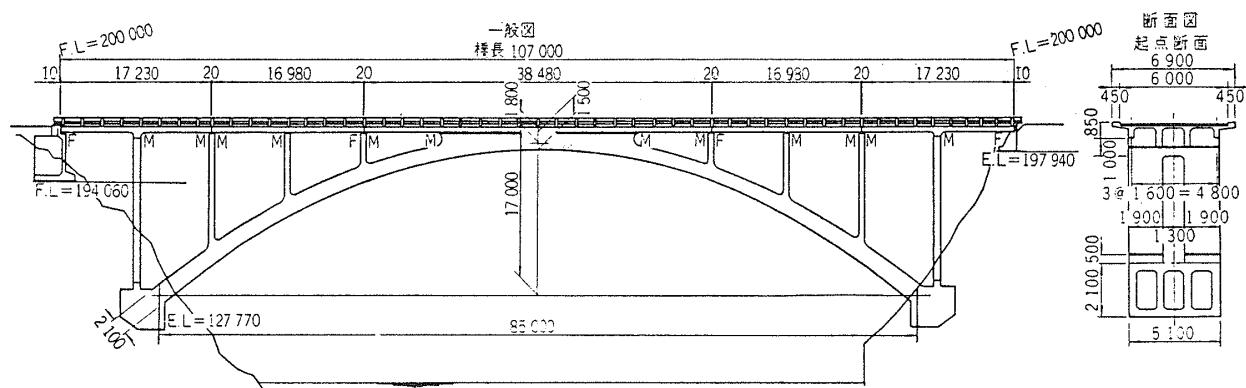


図-3.7 想影橋(宇奈月町)¹⁵⁾
昭和42年施工、固定アーチ橋

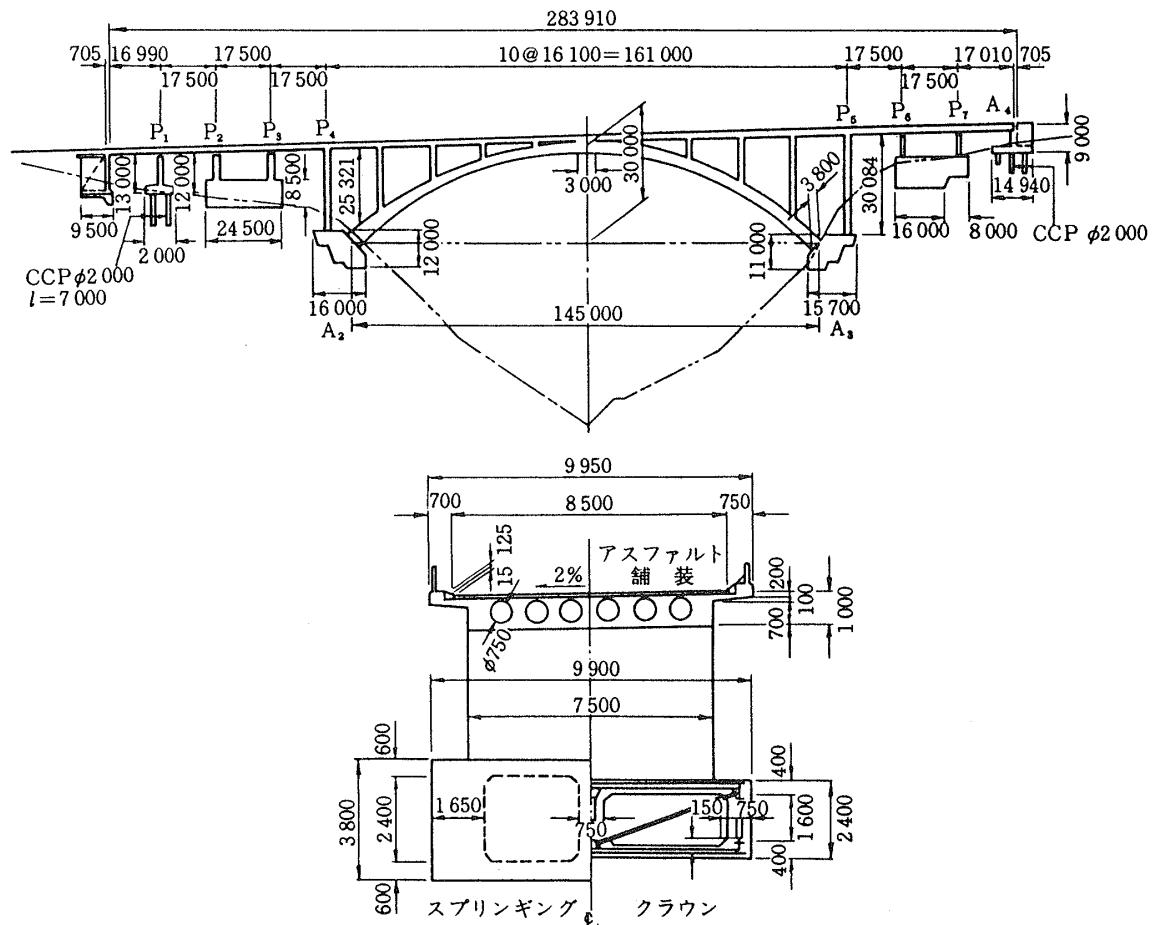


図-3.8 帝积橋(広島県)¹⁶⁾
昭和53年施工, 固定アーチ橋

3.2 プレストレストコンクリート橋(PC 橋)

3.2.1 概 要

プレストレストコンクリート橋(PC 橋)は、高張力の鋼線(PC 鋼線)または鋼棒(PC 鋼棒)を用いて、コンクリートに圧縮応力を与えておき(プレストレッシング)、荷重によって起こる引張力とキャンセルすることによって、引張応力に弱いコンクリートの性質を補い、コンクリートの全断面を有効に利用しよ

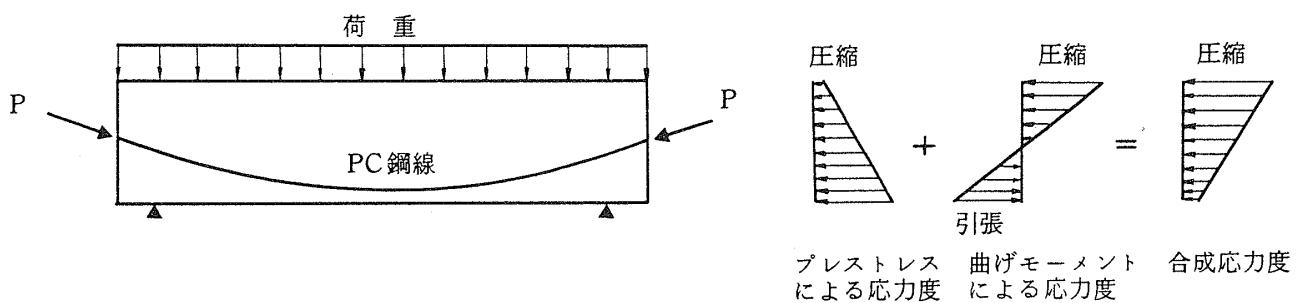


図-3.9 プレストレストコンクリートの原理

うとするものである。

プレストコンクリートは、プレストレスの与え方によって次の2つに大別される。

(1) プレテンション方式

プレテンション方式とは、あらかじめPC鋼線を緊張しておきコンクリートを打設し、コンクリートが硬化してからPC鋼線の緊張をとく方式であり、PC鋼線の縮まる力が、鋼線とコンクリートの付着力を通じてコンクリートに伝えられ、プレストレスが導入される。

(2) ポストテンション方式

ポストテンション方式は、コンクリートが硬化してから、コンクリートに空けておいた穴(ダクト)にPC鋼材を通して緊張し、緊張したPC鋼線または鋼棒を定着装置によってコンクリートに定着させる方式である。

PC鋼材の緊張方法には各種の工法がある。ポストテンションT桁橋では主にフレッシャー工法が用いられている。

緊張工法	くさび式……フレッシャー, VSL, フープコーン, OBC
	ねじ式……普通鋼棒, ディビダーグ, SEEE
	ボタン式……BBRV, OSPA
	ループ式……レオノハルト, レオバ

プレテンション方式は、PC鋼線を緊張するための引張施設を必要とするので、普通は工場製作に使われる。この工場製作げたは長さ5.3～21.6mのプレキャストPC桁としてJIS規格化されている。

プレキャストPC桁は、現場へ運搬・架設後、場所打ちコンクリートで中埋めまたは横締めを行なって、単純床版橋または桁橋として完成される。

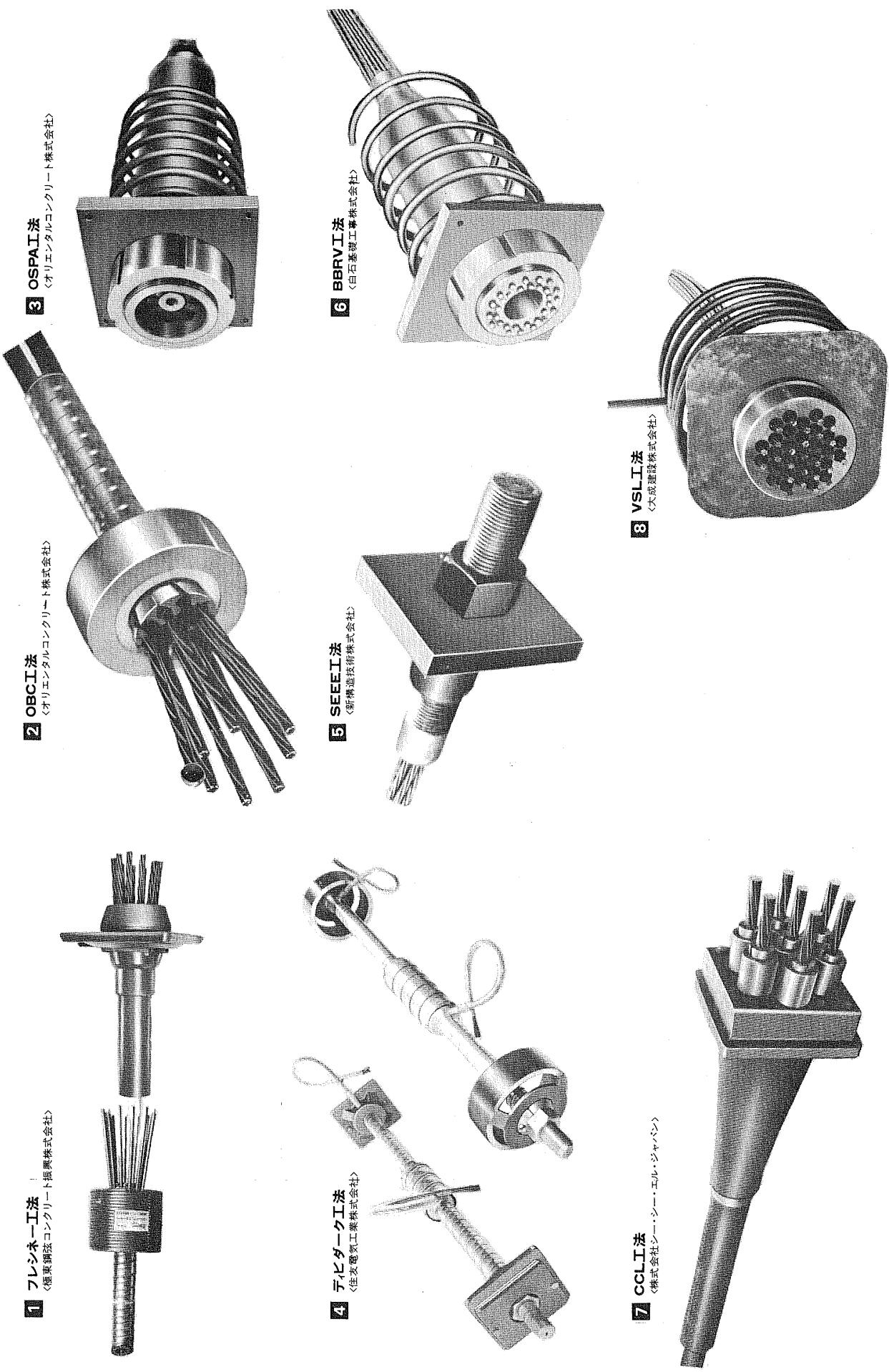
ポストテンション方式の場合は、架設現場近くの広場に製作台を設け、プレキャスト桁を製作し、架設後、現場打ちコンクリートを打設するものと、支保工により場所打ちコンクリートを打設しプレストレッシングを行う場合の2つの方法がある。

プレストレストコンクリート橋の特徴としては次の点が挙げられる。

長 所

- ① 現地産の材料を有効に利用でき、また架橋地点の況状に合わせて現場で製作することができる。
- ② 耐久性に優れ、鋼橋の塗装のような維持費はほとんど要らない。
- ③ 自重が重く剛性が大きいため、走行時の振動や騒音が少ない。
- ④ 一般に鋼橋より桁高を低くすることができるので、取付道路費や用地補償費を節減できる。
- ⑤ プレテンション方式は、現場作業が少なく、施工管理がコンクリート橋に比べて容易である。
- ⑥ RC橋に比べて、コンクリートのひび割れが少なく耐久性にすぐれている。
- ⑦ RC橋に比べて、自重が軽く、また桁の強度も強いので長支間の橋梁に適す。

図-3.10 定着工法 17)



短 所

- ① 鋼橋に比べて自重が大きく、運搬、架設が困難。
- ② ポストテンション方式は、高度の施工技術、品質管理が要求される。
- ③ 老朽化あるいは破損した場合の補修が困難。
- ④ 自重が大きく、下部構造の費用が割高となる。
- ⑤ ポストテンション方式は、所要のコンクリート養生期間を必要とするため工期が長くかかる。

3.2.2 プレテンション方式スラブ橋

(1) スラブ橋用PC橋げた (JIS A5313 - 1980)

プレテンション方式スラブ橋は、I型断面(レール状断面)のプレストレスト・コンクリート桁を、橋梁の全体にわたって幅員1m当たり3本ずつ並べて配置し、桁と桁の間の部分全体に場所打ちの中詰コンクリート($\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$)を打設し、硬化後横方向にPC鋼棒によりプレストレスを与えて床版橋とするものである。

このI型断面のPC桁は、JIS A5313-1980「スラブ橋用プレストレスト・コンクリート橋げた」として規格化されている。

幅員18m以下、斜角75度以上、支間5~13mまでの1等橋(TL-20)、2等橋(TL-14)のスラブ橋として適用されている。

表-3.1 スラブ橋用PC橋げた

橋格	橋げたの呼び名	けた長	スパン	けた高(H)	けた1本当たり	
					けた重量	中埋コンクリート
1等橋	S105-275	5.3	5.0	275	625	0.236
	S106-325	6.3	6.0	325	863	0.337
	S107-350	7.3	7.0	350	1,038	0.437
	S108-375	8.4	8.0	375	1,370	0.502
	S109-425	9.4	9.0	425	1,625	0.682
	S110-450	10.4	10.0	450	1,953	0.779
	S111-500	11.4	11.0	500	2,333	0.967
	S112-550	12.5	12.0	550	2,965	1.105
	S113-600	13.5	13.0	600	3,468	1.312
2等橋	S205-250	5.3	5.0	250	600	0.202
	S206-275	6.3	6.0	275	743	0.280
	S207-325	7.3	7.0	325	1,000	0.391
	S208-350	8.4	8.0	350	1,193	0.503
	S209-375	9.4	9.0	375	1,532	0.562
	S210-425	10.4	10.0	425	1,798	0.754
	S211-450	11.4	11.0	450	2,140	0.854
	S212-500	12.5	12.0	500	2,558	1.060
	S213-550	13.5	13.0	550	3,200	1.193

種類の呼び名はSはスラブ橋用橋げたという意味である。

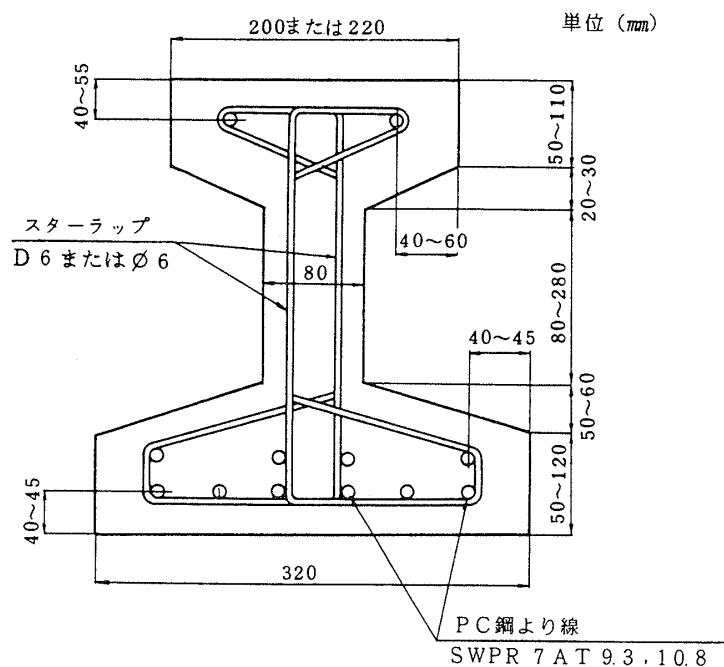
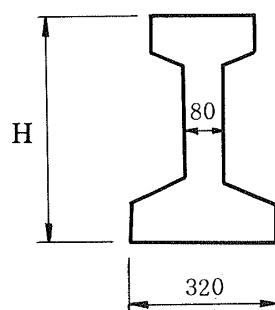


図-3.11 スラブ橋用PC橋げた¹⁸⁾

(2) 軽荷重スラブ橋用PC橋げた(JIS A5319-1980)

軽荷重スラブ橋用PC橋げたは、T-10 tに対して設計されたものである。

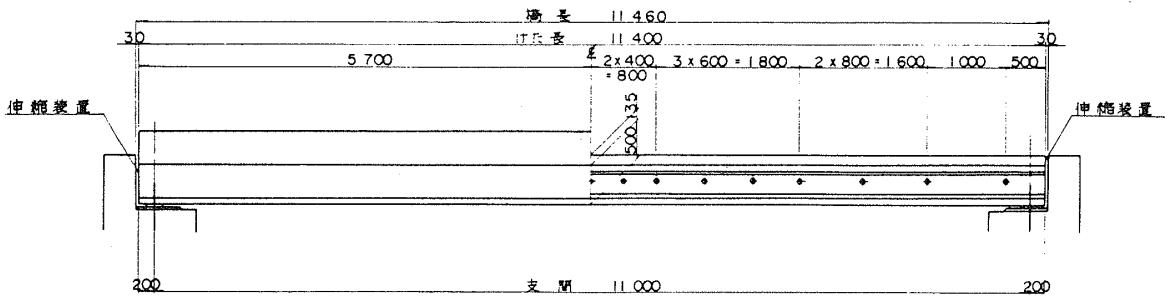
表-3.2 軽荷重スラブ橋用PC橋げた



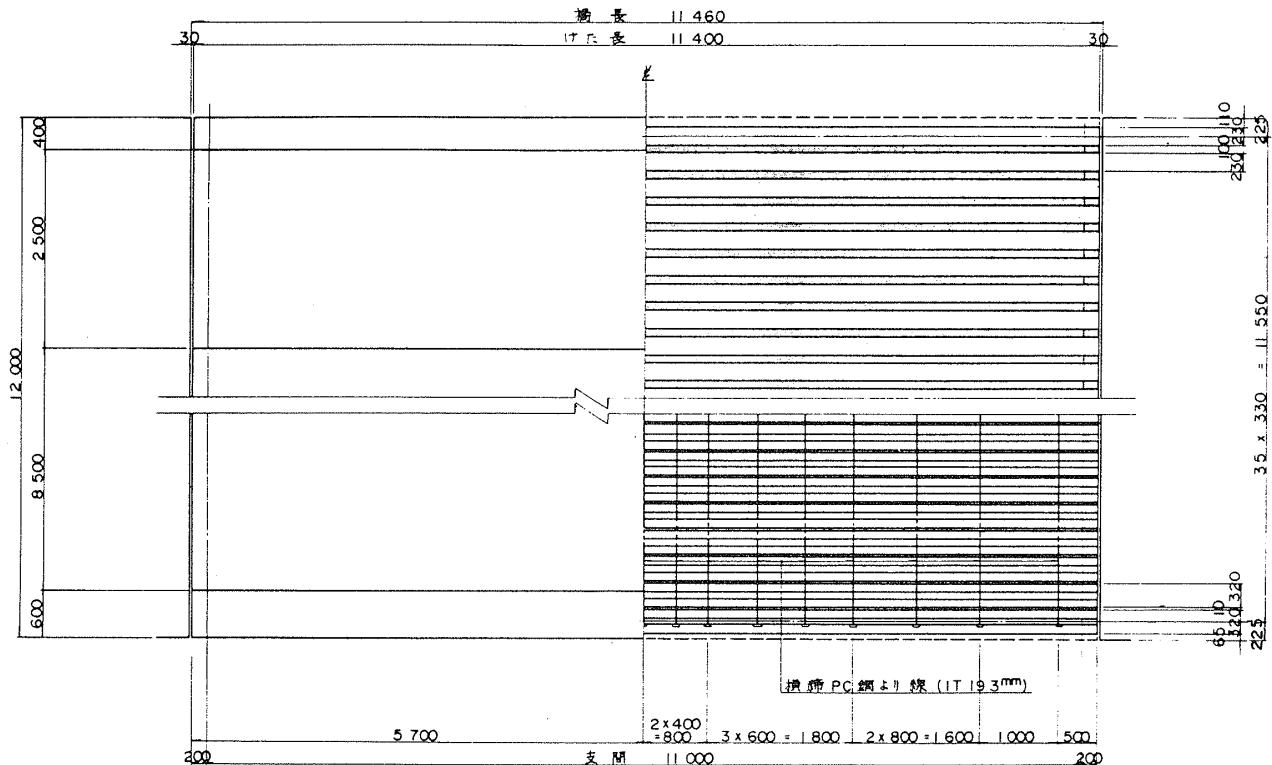
橋げたの 呼び名	けた長 m	スパン m	けた高 (H) mm	けた1本当り	
				けた重量 kg	中埋 コンクリート m^2
LS 05-250	5.3	5.0	250	600	0.202
LS 06-250	6.3	6.0	250	713	0.240
LS 07-275	7.3	7.0	275	863	0.325
LS 08-325	8.4	8.0	325	1,150	0.449
LS 09-350	9.4	9.0	350	1,335	0.563
LS 10-425	10.4	10.0	425	1,799	0.754
LS 11-450	11.5	11.0	450	2,159	0.861
LS 12-450	12.5	12.0	450	2,346	0.936
LS 13-500	13.5	13.0	500	2,762	1.145

種類の呼び名のLは軽荷重、Sはスラブ橋用橋げたという意味である。

側面図



平面図



断面図

支点部

中間部

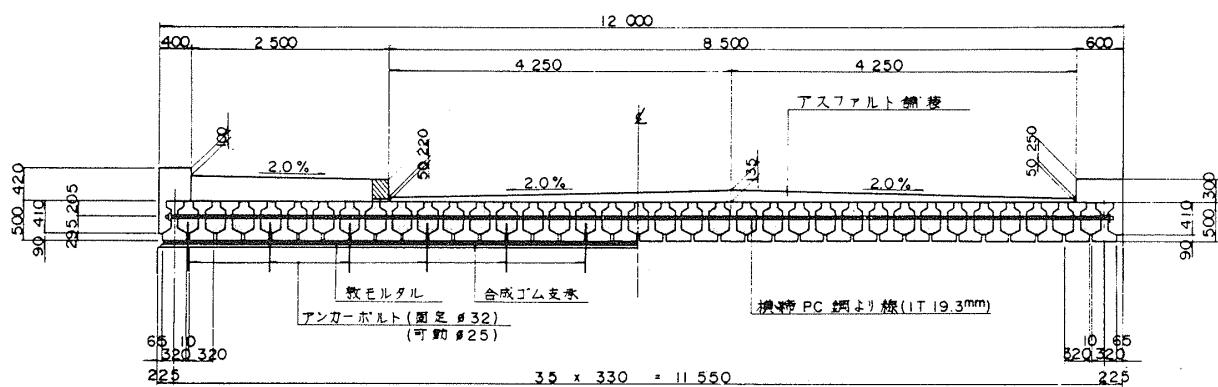
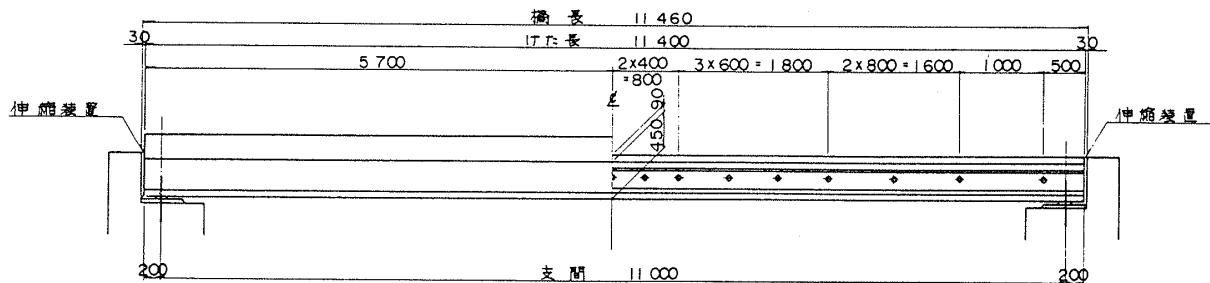
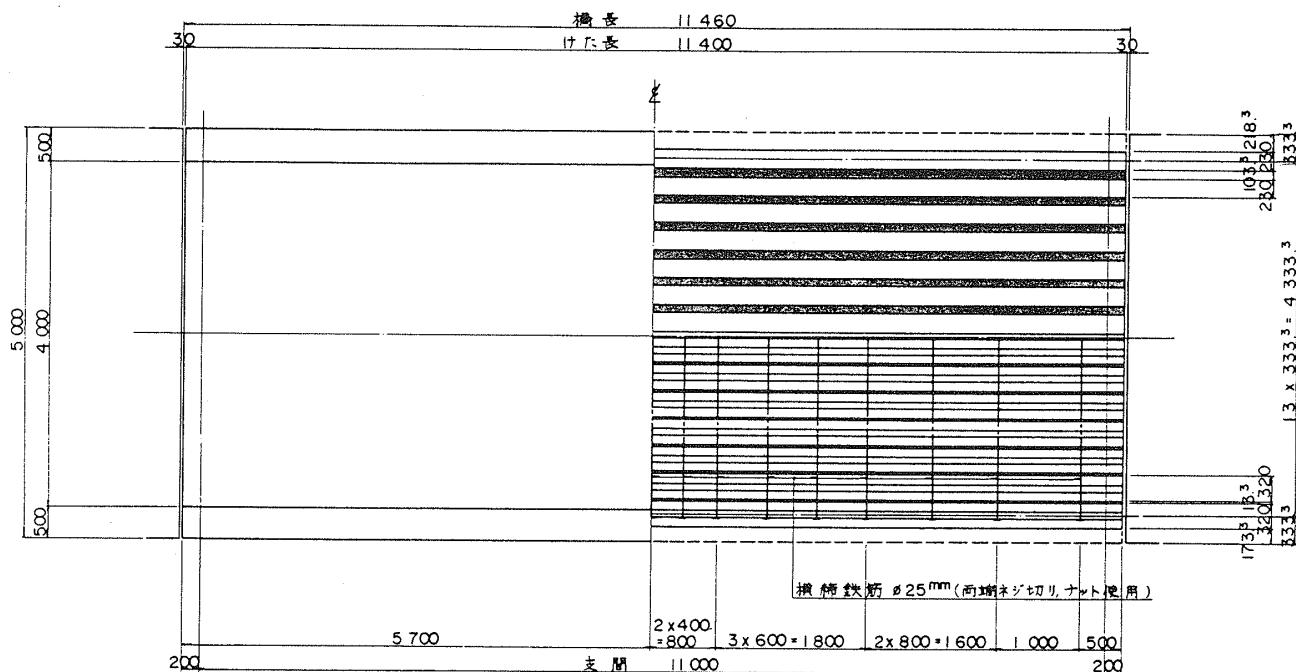


図-3.12 スラブ橋用PC橋げた設計例¹⁹⁾

側面図



平面図



断面図

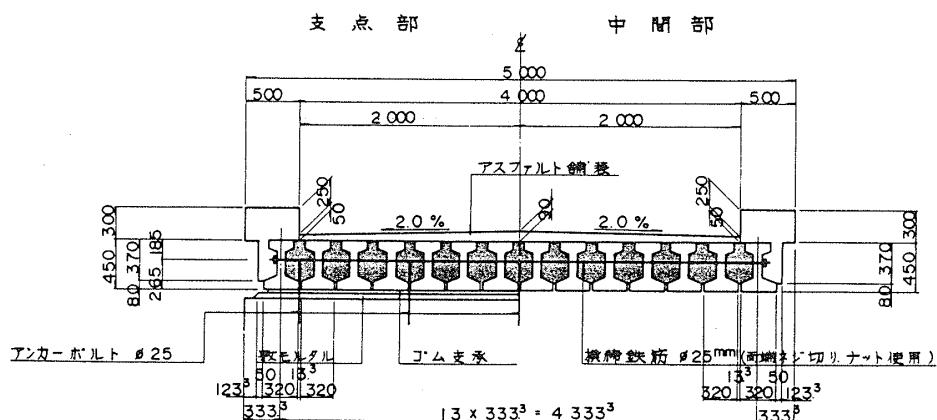


図-3.13 軽荷重スラブ橋用PC橋げた設計例²⁰⁾

3.2.3 プレテンション方式ホロースラブ橋

ホロースラブ橋は、ホロー断面（中空箱型断面）のプレテンション方式PC桁を、橋梁の全体にわたって、間隔 0.80 m 以下に並べて配置し、桁と桁の間の部分で、床版のシャーキイの部分と横桁の部分に中埋コンクリートを打設し、硬化後、横方向に横桁用ケーブルのみを介してプレストレスを与えて中空床版橋としたものである。

（1）建設省型ホローげた

ホロー桁は「プレテンション方式PC単純中空床版橋」として、建設省の標準設計で制定され、規格化されており、JIS規格製品に準じて製造されている。このスラブ橋は、幅員 17 m 以下、斜角 75 度以上、支間 10 ~ 21 m までの道路橋として使用されている。

表-3.3 建設省型ホロー桁

橋格	橋げたの 呼び名	各部寸法					けた1本当 りの重量 (t)	PC線より 線の本数 $\phi 12.4 \text{ mm}$ 本数	
		けた長L (m)	支間L (m)	H (cm)	L ₁ (m)	L ₂ (m)			
等 橋	PRH110-45	10.5	10.0	45.0	3.5		3.0	6.1	16
	PRH111-50	11.5	11.0	50.0	4.0		3.0	7.0	16
	PRH112-50	12.5	12.0	50.0	3.0	2@3.0=	6.0	7.7	19
	PRH113-55	13.5	13.0	55.0	3.5	2@3.0=	6.0	8.8	18
	PRH114-60	14.5	14.0	60.0	3.5	2@3.5=	7.0	9.9	19
	PRH115-65	15.6	15.0	65.0	4.0	2@3.5=	7.0	11.1	21
	PRH116-70	16.6	16.0	70.0	4.0	2@4.0=	8.0	12.3	20
	PRH117-75	17.6	17.0	75.0	4.5	2@4.0=	8.0	13.6	21
	PRH118-80	18.6	18.0	80.0	3.75	3@3.5=	10.5	15.2	22
	PRH119-85	19.6	19.0	85.0	4.25	3@3.5=	10.5	16.5	23
	PRH120-90	20.7	20.0	90.0	4.0	3@4.0=	12.0	18.1	24
	PRH121-95	21.7	21.0	95.0	4.0	3@4.0=	12.0	19.6	25
等 橋	PRH210-40	10.5	10.0	40.0	3.5		3.0	5.7	18
	PRH211-45	11.5	11.0	45.0	4.0		3.0	6.6	18
	PRH212-50	12.5	12.0	50.0	3.0	2@3.0=	6.0	7.7	17
	PRH213-55	13.5	13.0	55.0	3.5	2@3.0=	6.0	8.8	17
	PRH214-55	14.5	14.0	55.0	3.5	2@3.5=	7.0	9.4	20
	PRH215-60	15.6	15.0	60.0	4.0	2@3.5=	7.0	10.6	21
	PRH216-65	16.6	16.0	65.0	4.0	2@4.0=	8.0	11.8	21
	PRH217-70	17.6	17.0	70.0	4.5	2@4.0=	8.0	13.0	22
	PRH218-75	18.6	18.0	75.0	3.75	3@3.5=	10.5	14.5	23
	PRH219-80	19.6	19.0	80.0	4.25	3@3.5=	10.5	15.9	24
	PRH220-85	20.7	20.0	85.0	4.0	3@4.0=	12.0	17.4	24
	PRH221-90	21.7	21.0	90.0	4.0	3@4.0=	12.0	18.9	26

種類の呼び名 PRH は建設省型プレテンション方式中空床版げたという意味である。

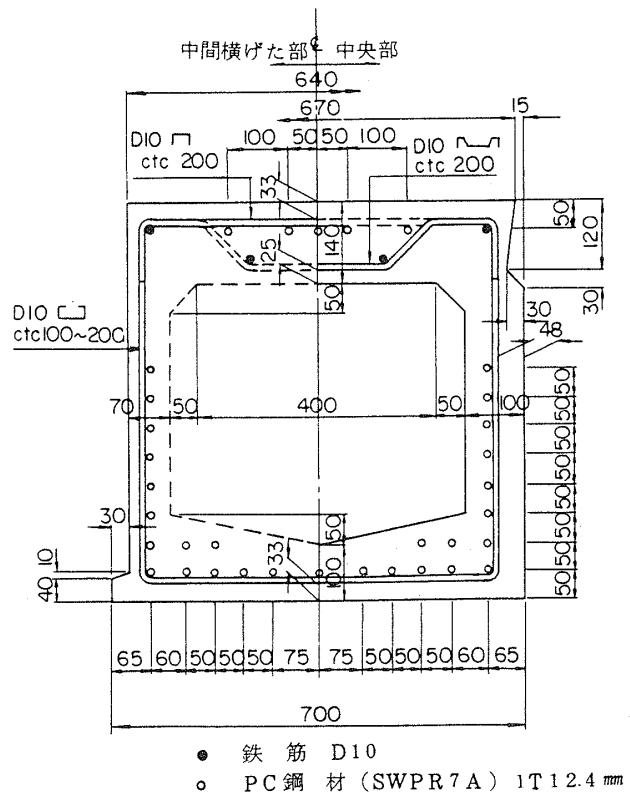
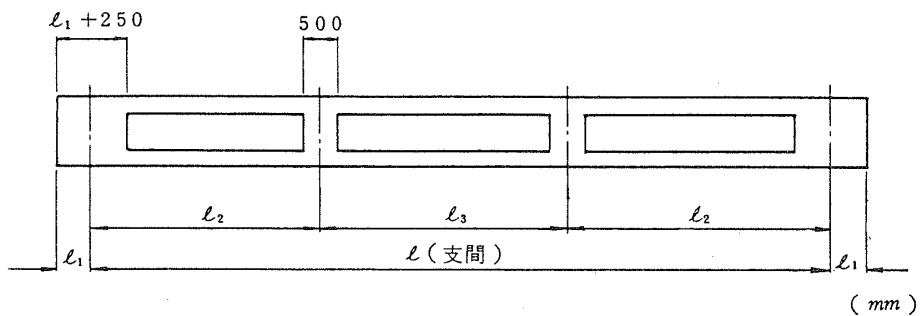


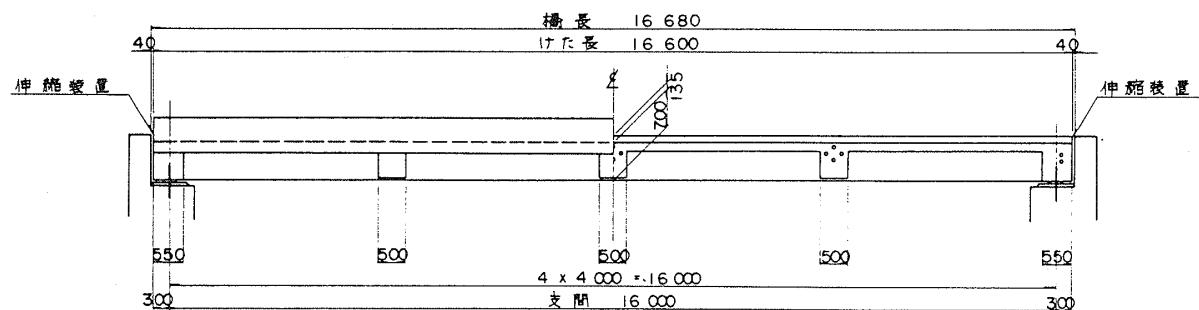
図-3.14 建設省型ホ - 柄断面²¹⁾



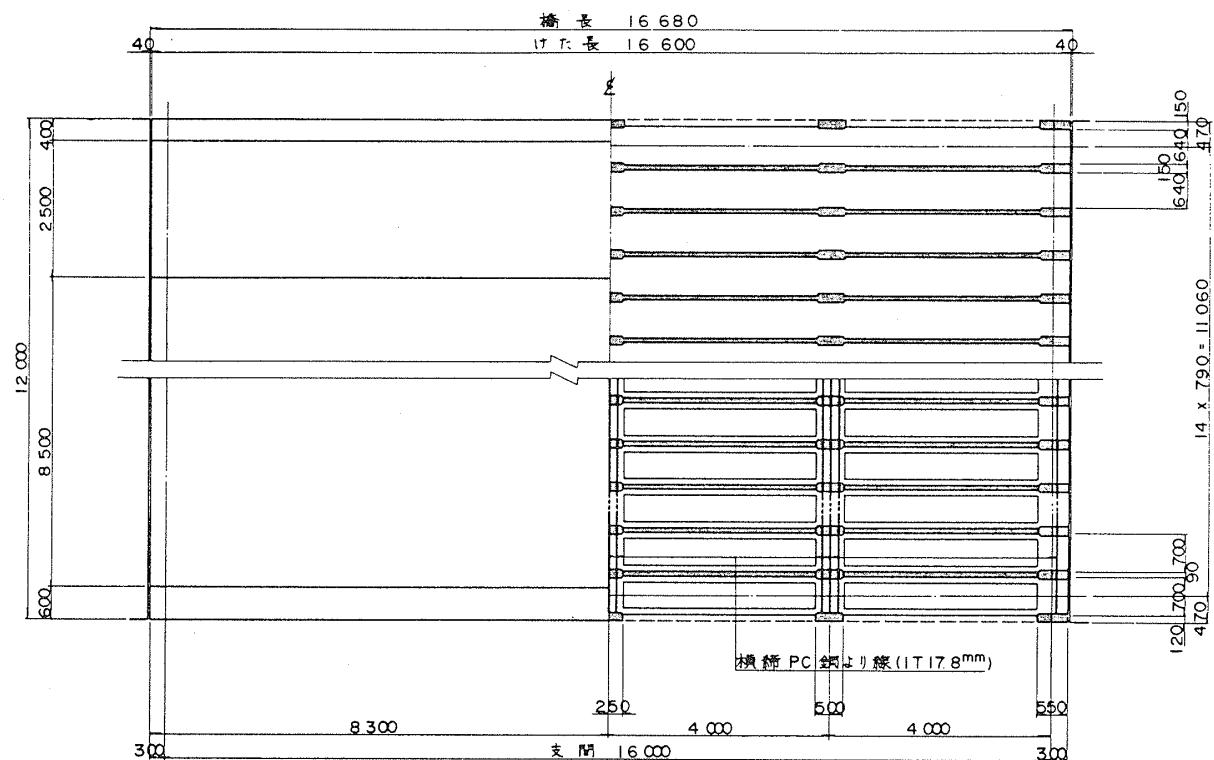
ℓ	ℓ_1	ℓ_2	ℓ_3	中間横げた本数
10,000	250	3,500	3,000	2
11,000	250	4,000	3,000	2
12,000	250	3,000	3,000	3
13,000	250	3,500	3,000	3
14,000	250	3,500	3,500	3
15,000	300	4,000	3,500	3
16,000	300	4,000	4,000	3
17,000	300	4,500	4,000	3
18,000	300	3,750	3,500	4
19,000	300	4,250	3,500	4
20,000	350	4,000	4,000	4
21,000	350	4,500	4,000	4

図-3.15 横桁配置図²²⁾

側面図



平面図



断面図

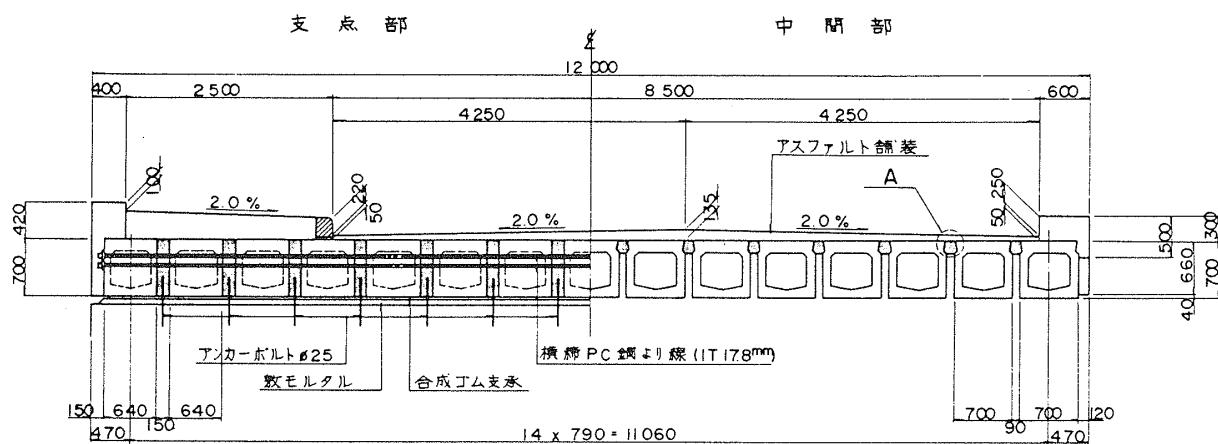


図-3.16 建設省型ホローゲた設計例²³⁾

(2) 特殊型ホローげた

PC中空床版橋げたは、主として桁高に制約を受ける橋梁形式として採用されるが、都市河川に架ける橋梁などでは建設省型ホローげたよりさらに桁高を低くおさえなければならない場合もある。こうした条件に対応さすためにつくられているのが特殊型ホローげたである。特殊型ホローげたには、Lタイプ、Kタイプ、Aタイプの3種類が製品化されている。

Lタイプ：特殊型ホロー断面にボンドコントロール工法（ストレートに配置されたPC鋼材の一部を被覆し、コンクリートとPC鋼材の付着をなくすことによって、曲げモーメントの変化に応じたプレストレスを導入する工法）を採用し、けた高を可能な限り低くした等断面けた。

Kタイプ：建設省型ホローげたの外観はそのままにして、ボンドコントロール工法によりけた高を低くしたもので、けたは等断面である。

Aタイプ：曲げモーメントの変化に応じてけた断面を変化させたもので、けた端のけた高を可能な限り低くしたもの。

適用支間はいずれのタイプも10mから輸送可能な25m程度までである。

表-3.4 特殊型ホローげたの適用範囲²⁴⁾

けた種別 項目	Lタイプ	Kタイプ	Aタイプ
標準支間(m)	10.0～25.0	10.0～22.0	14.0～25.0
けた高(cm)	35.0～90.0	40.0～82.5	45.0～90.0
幅員		20.0m以下	
活荷重(t)	TL-20, TL-14		
斜角	90°～60°		90°
雪荷重		考慮しない	
けた間隔		80cm以下	
支間の増減(m)	0.3～-0.6		

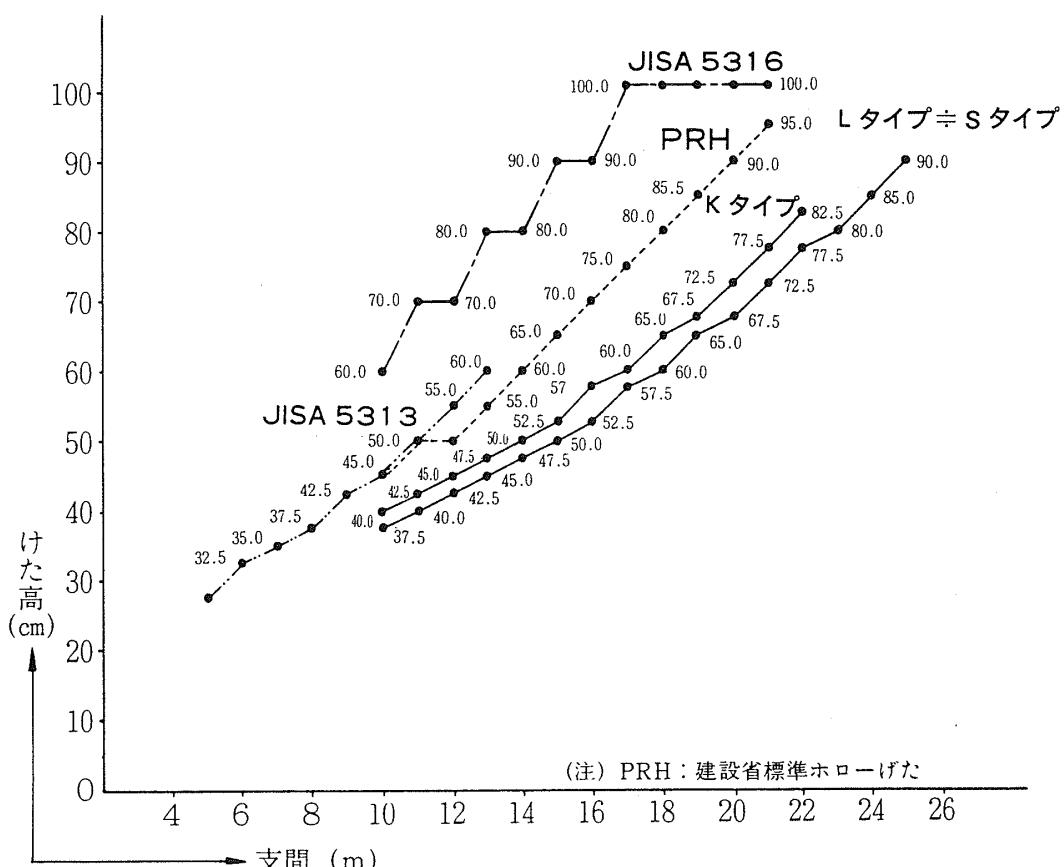
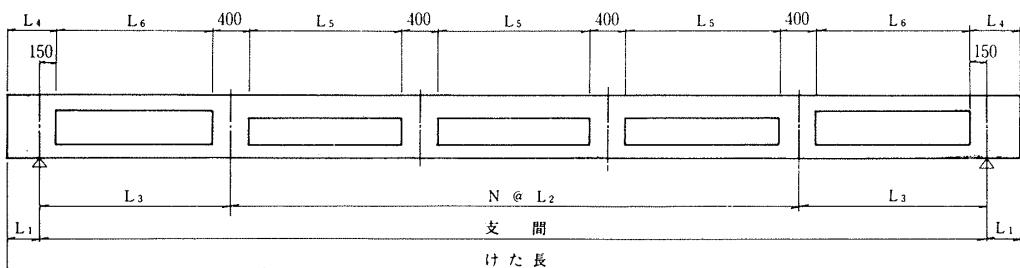


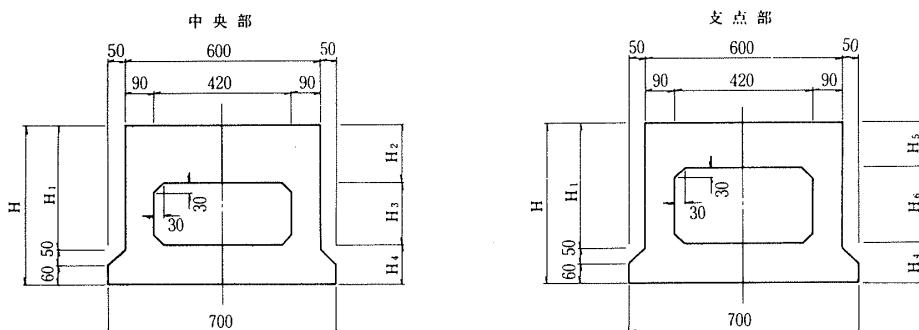
図-3.17 けた高比較図²⁵⁾

表-3.5 Lタイプ寸法表²⁶⁾

横げた配置図



主げた断面図



a. 1等橋

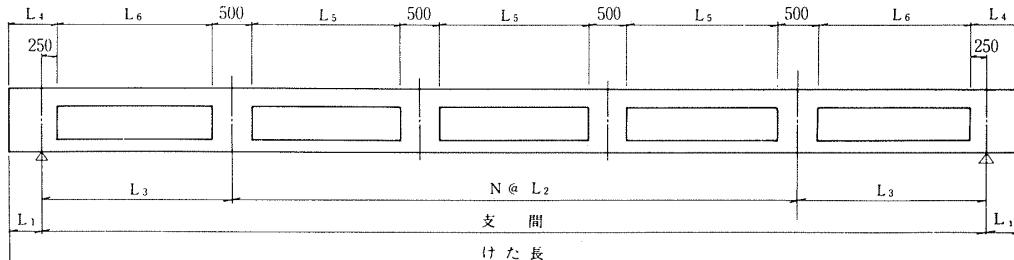
橋格	呼び名	けた長 (m)	支間 (m)	主げた寸法(cm)							N (ヶ所)	横げた配置間隔(m)					
				H	H ₁	H ₂	H ₃	H ₄	H ₅	H ₆		L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	L ₅	L ₆
1等橋	HSL-110	10.5	10.0	37.5	26.5	11.0	18.5	8.0	11.0	18.5	2	0.25	2.5	2.5	0.40	2.1	2.15
	HSL-111	11.5	11.0	40.0	29.0	11.0	21.0	8.0	11.0	21.0	2	0.25	2.5	3.0	0.40	2.1	2.65
	HSL-112	12.5	12.0	42.5	31.5	11.0	23.5	8.0	11.0	23.5	2	0.25	3.0	3.0	0.40	2.6	2.65
	HSL-113	13.5	13.0	45.0	34.0	11.0	26.0	8.0	11.0	26.0	2	0.25	3.0	3.5	0.40	2.6	3.15
	HSL-114	14.5	14.0	47.5	36.5	16.0	19.0	12.5	14.0	21.0	2	0.25	3.5	3.5	0.40	3.1	3.15
	HSL-115	15.6	15.0	50.0	39.0	18.0	19.5	12.5	14.0	23.5	2	0.30	3.5	4.0	0.45	3.1	3.65
	HSL-116	16.6	16.0	52.5	41.5	20.0	20.0	12.5	14.0	26.0	2	0.30	4.0	4.0	0.45	3.6	3.65
	HSL-117	17.6	17.0	57.5	46.5	20.0	25.0	12.5	14.0	31.0	2	0.30	4.0	4.5	0.45	3.6	4.15
	HSL-118	18.6	18.0	60.0	49.0	22.0	25.5	12.5	14.0	33.5	3	0.30	3.5	3.75	0.45	3.1	3.40
	HSL-119	19.6	19.0	65.0	54.0	22.0	30.5	12.5	14.0	38.5	3	0.30	3.5	4.25	0.45	3.1	3.90
橋	HSL-120	20.7	20.0	67.5	56.5	22.0	33.0	12.5	14.0	41.0	3	0.35	4.0	4.0	0.50	3.6	3.65
	HSL-121	21.7	21.0	72.5	61.5	22.0	38.0	12.5	14.0	46.0	3	0.35	4.0	4.5	0.50	3.6	4.15
	HSL-122	22.7	22.0	77.5	66.5	24.0	41.0	12.5	14.0	51.0	4	0.35	3.5	4.0	0.50	3.1	3.65
	HSL-123	23.7	23.0	80.0	69.0	24.0	43.5	12.5	14.0	53.5	4	0.35	3.5	4.5	0.50	3.1	4.15
	HSL-124	24.7	24.0	85.0	74.0	25.0	47.5	12.5	14.0	58.5	4	0.35	4.0	4.0	0.50	3.6	3.65
	HSL-125	25.7	25.0	90.0	79.0	27.0	50.5	12.5	14.0	63.5	4	0.35	4.0	4.5	0.50	3.6	4.15

b. 2等橋

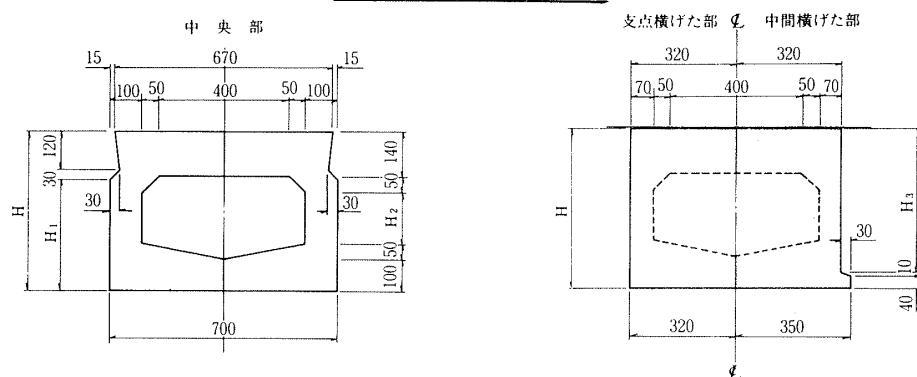
橋格	呼び名	けた長 (m)	支間 (m)	主げた寸法(cm)							N (ヶ所)	横げた配置間隔(m)					
				H	H ₁	H ₂	H ₃	H ₄	H ₅	H ₆		L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	L ₅	L ₆
2等橋	HSL-210	10.5	10.0	35.0	24.0	11.0	16.0	8.0	11.0	16.0	2	0.25	2.5	2.5	0.40	2.1	2.15
	HSL-211	11.5	11.0	37.5	26.5	11.0	18.5	8.0	11.0	18.5	2	0.25	2.5	3.0	0.40	2.1	2.65
	HSL-212	12.5	12.0	40.0	29.0	11.0	21.0	8.0	11.0	21.0	2	0.25	3.0	3.0	0.40	2.6	2.65
	HSL-213	13.5	13.0	42.5	31.5	11.0	23.5	8.0	11.0	23.5	2	0.25	3.0	3.5	0.40	2.6	3.15
	HSL-214	14.5	14.0	45.0	34.0	11.0	26.0	8.0	11.0	26.0	2	0.25	3.5	3.5	0.40	3.1	3.15
	HSL-215	15.6	15.0	47.5	36.5	16.0	19.0	12.5	14.0	21.0	2	0.30	3.5	4.0	0.45	3.1	3.65
	HSL-216	16.6	16.0	50.0	39.0	18.0	19.5	12.5	14.0	23.5	2	0.30	4.0	4.0	0.45	3.6	3.65
	HSL-217	17.6	17.0	52.5	41.5	20.0	20.0	12.5	14.0	26.0	2	0.30	4.0	4.5	0.45	3.6	4.15
	HSL-218	18.6	18.0	57.5	46.5	20.0	25.0	12.5	14.0	31.0	3	0.30	3.5	3.75	0.45	3.1	3.40
	HSL-219	19.6	19.0	60.0	49.0	22.0	25.5	12.5	14.0	33.5	3	0.30	3.5	4.25	0.45	3.1	3.90
橋	HSL-220	20.7	20.0	65.0	54.0	22.0	30.5	12.5	14.0	38.5	3	0.35	4.0	4.0	0.50	3.6	3.65
	HSL-221	21.7	21.0	67.5	56.5	22.0	33.0	12.5	14.0	41.0	3	0.35	4.0	4.5	0.50	3.6	4.15
	HSL-222	22.7	22.0	72.5	61.5	22.0	38.0	12.5	14.0	46.0	4	0.35	3.5	4.0	0.50	3.1	3.65
	HSL-223	23.7	23.0	77.5	66.5	24.0	41.0	12.5	14.0	51.0	4	0.35	3.5	4.5	0.50	3.1	4.15
	HSL-224	24.7	24.0	80.0	69.0	24.0	43.5	12.5	14.0	53.5	4	0.35	4.0	4.0	0.50	3.6	3.65
	HSL-225	25.7	25.0	85.0	74.0	25.0	47.5	12.5	14.0	58.5	4	0.35	4.0	4.5	0.50	3.6	4.15

表-3.6 Kタイプ寸法表²⁷⁾

橋げた配置図



主げた断面図



a. 1等橋

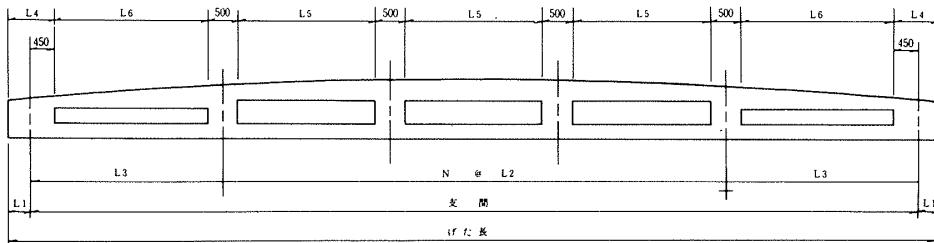
橋格	呼び名	けた長 (m)	支間 (m)	主げた寸法(cm)				N (ヶ所)	横げた配置間隔(m)					
				H	H ₁	H ₂	H ₃		L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	L ₅	L ₆
1等橋	HSK-110	10.5	10.0	40.0	25.0	6.0	35.0	2	0.25	2.5	2.5	0.50	2.0	2.0
	HSK-111	11.5	11.0	42.5	27.5	8.5	37.5	2	0.25	2.5	3.0	0.50	2.0	2.5
	HSK-112	12.5	12.0	45.0	30.0	11.0	40.0	2	0.25	3.0	3.0	0.50	2.5	2.5
	HSK-113	13.5	13.0	47.5	32.5	13.5	42.5	2	0.25	3.0	3.5	0.50	2.5	3.0
	HSK-114	14.5	14.0	50.0	35.0	16.0	45.0	2	0.25	3.5	3.5	0.50	3.0	3.0
	HSK-115	15.6	15.0	52.5	37.5	18.5	47.5	2	0.30	3.5	4.0	0.55	3.0	3.5
	HSK-116	16.6	16.0	57.5	42.5	23.5	52.5	2	0.30	4.0	4.0	0.55	3.5	3.5
	HSK-117	17.6	17.0	60.0	45.0	26.0	55.0	2	0.30	4.0	4.5	0.55	3.5	4.0
	HSK-118	18.6	18.0	65.0	50.0	31.0	60.0	3	0.30	3.5	3.75	0.55	3.0	3.25
	HSK-119	19.6	19.0	67.5	52.5	33.5	62.5	3	0.30	3.5	4.25	0.55	3.0	3.75
	HSK-120	20.7	20.0	72.5	57.5	38.5	67.5	3	0.35	4.0	4.0	0.60	3.5	3.5
	HSK-121	21.7	21.0	77.5	62.5	43.5	72.5	3	0.35	4.0	4.5	0.60	3.5	4.0
	HSK-122	22.7	22.0	82.5	67.5	48.5	77.5	4	0.35	3.5	4.0	0.60	3.0	3.5

b. 2等橋

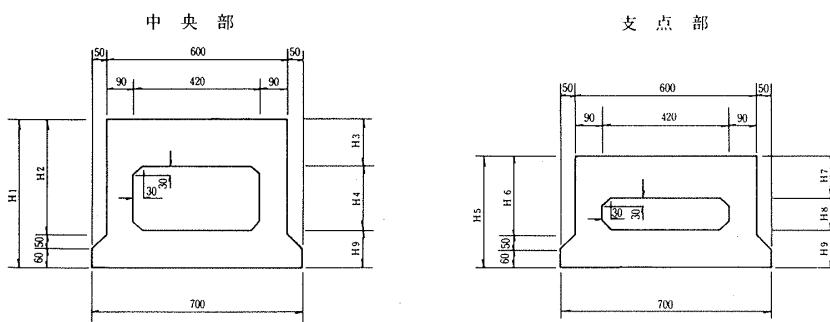
橋格	呼び名	けた長 (m)	支間 (m)	主げた寸法(cm)				N (ヶ所)	横げた配置間隔(m)					
				H	H ₁	H ₂	H ₃		L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	L ₅	L ₆
2等橋	HSK-210	10.5	10.0	37.5	22.5	3.5	32.5	2	0.25	2.5	2.5	0.50	2.0	2.0
	HSK-211	11.5	11.0	40.0	25.0	6.0	35.0	2	0.25	2.5	3.0	0.50	2.0	2.5
	HSK-212	12.5	12.0	42.5	27.5	8.5	37.5	2	0.25	3.0	3.0	0.50	2.5	2.5
	HSK-213	13.5	13.0	45.0	30.0	11.0	40.0	2	0.25	3.0	3.5	0.50	2.5	3.0
	HSK-214	14.5	14.0	47.5	32.5	13.5	42.5	2	0.25	3.5	3.5	0.50	3.0	3.0
	HSK-215	15.6	15.0	50.0	35.0	16.0	45.0	2	0.30	3.5	4.0	0.55	3.0	3.5
	HSK-216	16.6	16.0	52.5	37.5	18.5	47.5	2	0.30	4.0	4.0	0.55	3.5	3.5
	HSK-217	17.6	17.0	57.5	42.5	23.5	52.5	2	0.30	4.0	4.5	0.55	3.5	4.0
	HSK-218	18.6	18.0	60.0	45.0	26.0	55.0	3	0.30	3.5	3.75	0.55	3.0	3.25
	HSK-219	19.6	19.0	65.0	50.0	31.0	60.0	3	0.30	3.5	4.25	0.55	3.0	3.75
	HSK-220	20.7	20.0	67.5	52.5	33.5	62.5	3	0.35	4.0	4.0	0.60	3.5	3.5
	HSK-221	21.7	21.0	72.5	57.5	38.5	67.5	3	0.35	4.0	4.5	0.60	3.5	4.0
	HSK-222	22.7	22.0	77.5	62.5	43.5	72.5	4	0.35	3.5	4.0	0.60	3.0	3.5

表-3.7 Aタイプ寸法表²⁸⁾

横げた断面図



主げた断面図



a. 1等橋

橋格	呼び名	けた長(m)	支間(m)	主げた寸法(cm)									N (ヶ所)	横げた配置間隔(m)					
				H ₁	H ₂	H ₃	H ₄	H ₅	H ₆	H ₇	H ₈	H ₉		L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	L ₅	L ₆
1等橋	HSA-114	14.5	14.0	47.5	36.5	16.0	19.0	37.5	26.5	14.0	11.0	12.5	2	0.25	3.5	3.5	0.70	3.0	2.8
	HSA-115	15.6	15.0	50.0	39.0	16.0	21.5	37.5	26.5	14.0	11.0	12.5	2	0.30	3.5	4.0	0.75	3.0	3.3
	HSA-116	16.6	16.0	55.0	44.0	20.0	22.5	37.5	26.5	14.0	11.0	12.5	2	0.30	4.0	4.0	0.75	3.5	3.3
	HSA-117	17.6	17.0	57.5	46.5	20.0	25.0	37.5	26.5	14.0	11.0	12.5	2	0.30	4.0	4.5	0.75	3.5	3.8
	HSA-118	18.6	18.0	60.0	49.0	22.0	25.5	37.5	26.5	14.0	11.0	12.5	3	0.30	3.5	3.75	0.75	3.0	3.05
	HSA-119	19.6	19.0	65.0	54.0	24.0	28.5	37.5	26.5	14.0	11.0	12.5	3	0.30	3.5	4.25	0.75	3.0	3.55
	HSA-120	20.7	20.0	67.5	56.5	24.0	31.0	37.5	26.5	14.0	11.0	12.5	3	0.35	4.0	4.0	0.80	3.5	3.3
	HSA-121	21.7	21.0	70.0	59.0	24.0	33.5	40.0	29.0	14.0	13.5	12.5	3	0.35	4.0	4.5	0.80	3.5	3.8
	HSA-122	22.7	22.0	75.0	64.0	26.0	36.5	42.5	31.5	14.0	16.0	12.5	4	0.35	3.5	4.0	0.80	3.0	3.3
	HSA-123	23.7	23.0	80.0	69.0	26.0	41.5	45.0	34.0	14.0	18.5	12.5	4	0.35	3.5	4.5	0.80	3.0	3.8
	HSA-124	24.7	24.0	85.0	74.0	28.0	44.5	50.0	39.0	14.0	23.5	12.5	4	0.35	4.0	4.0	0.80	3.5	3.3
	HSA-125	25.7	25.0	90.0	79.0	28.0	49.5	52.5	41.5	14.0	28.0	12.5	4	0.35	4.0	4.5	0.80	3.5	3.8

b. 2等橋

橋格	呼び名	けた長(m)	支間(m)	主げた寸法(cm)									N (ヶ所)	横げた配置間隔(m)					
				H ₁	H ₂	H ₃	H ₄	H ₅	H ₆	H ₇	H ₈	H ₉		L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	L ₅	L ₆
2等橋	HSA-215	15.6	15.0	47.5	36.5	16.0	19.0	37.5	26.5	14.0	11.0	12.5	2	0.30	3.5	4.0	0.75	3.0	3.30
	HSA-216	16.6	16.0	50.0	39.0	16.0	21.5	37.5	26.5	14.0	11.0	12.5	2	0.30	4.0	4.0	0.75	3.5	3.30
	HSA-217	17.6	17.0	55.0	44.0	20.0	22.5	37.5	26.5	14.0	11.0	12.5	2	0.30	4.0	4.5	0.75	3.5	3.80
	HSA-218	18.6	18.0	57.5	46.5	20.0	25.0	37.5	26.5	14.0	11.0	12.5	3	0.30	3.5	3.75	0.75	3.0	3.05
	HSA-219	19.6	19.0	60.0	49.0	22.0	25.5	37.5	26.5	14.0	11.0	12.5	3	0.30	3.5	4.25	0.75	3.0	3.55
	HSA-220	20.7	20.0	65.0	54.0	24.0	28.5	37.5	26.5	14.0	11.0	12.5	3	0.35	4.0	4.0	0.80	3.5	3.30
	HSA-221	21.7	21.0	67.5	56.5	24.0	31.0	37.5	26.5	14.0	11.0	12.5	3	0.35	4.0	4.5	0.80	3.5	3.80
	HSA-222	22.7	22.0	70.0	59.0	24.0	33.5	40.0	29.0	14.0	13.5	12.5	4	0.35	3.5	4.0	0.80	3.0	3.30
	HSA-223	23.7	23.0	75.0	64.0	26.0	36.5	42.5	31.5	14.0	16.0	12.5	4	0.35	3.5	4.5	0.80	3.0	3.80
	HSA-224	24.7	24.0	80.0	69.0	26.0	41.5	45.0	34.0	14.0	18.5	12.5	4	0.35	4.0	4.0	0.80	3.5	3.30
	HSA-225	25.7	25.0	85.0	74.0	28.0	44.5	50.0	39.0	14.0	23.5	12.5	4	0.35	4.0	4.5	0.80	3.5	3.80

3.2.4 プレテンション方式T桁橋

プレテンション方式T桁橋は、T型断面のプレストレストコンクリート桁を、橋梁の全体にわたって、1.05m以下の間隔で並べて配置し、桁と桁の間の部分と、床版と横桁の部分に現場打ちの中埋コンクリート($\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$)を打設し、硬化後、横方向に床版用ケーブルと横桁用ケーブルを介してプレストレスを与えて、桁橋形式の道路橋橋体とするものである。プレテンション方式T桁橋は、「プレテンション方式PC単純T桁橋」として、各種の幅員に対して標準設計図集が建設省で整備されている。

プレテンション方式T桁橋に用いられる桁は、JIS A5316-1980「けた橋用プレストレスト・コンクリート橋げた」として規格化されており、幅員17m以下、支間10m~21mまでの1等橋、2等橋に適用することができる。

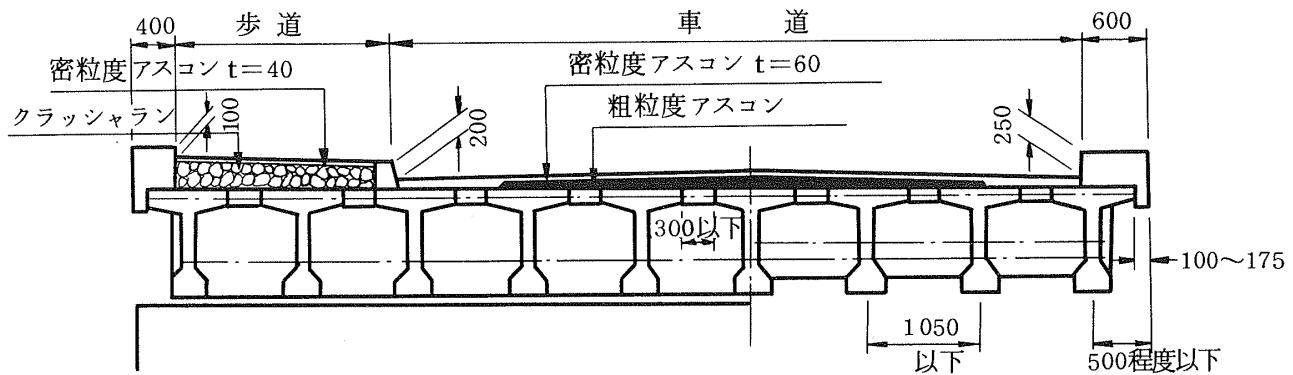
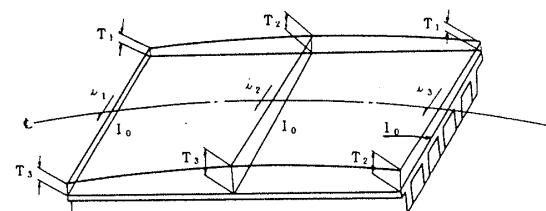


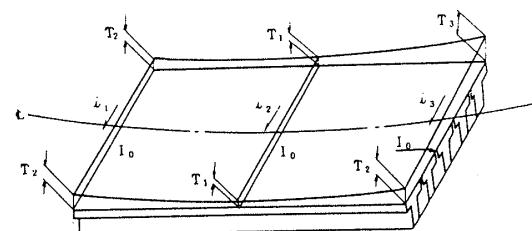
図-3.18 主桁の配置

一般的な主桁の配置を図-3.18に示す。主桁の間隔は1.05m以下とし、地覆部の水切り幅は100~175mmとする。プレテンション方式T桁橋の場合、横縦の関係から橋体上面は平面でなければならない。したがって、橋面の縦横断勾配に対しては一般に橋面の舗装厚で対処している。すなわち、密粒度アスファルトコンクリート舗装の下に調整用の粗粒度アスファルトコンクリート又は均しコンクリートを施工している。横断勾配が片勾配の場合は、その勾配が2%以下の場合には、主桁を橋面勾配に沿わせて傾かせて据え、2%を超える場合には主桁を2%傾かせ、残りの勾配分は舗装厚で調整する。



T₁ : 最小舗装厚
T₂ : 調整舗装厚
T₃ : 最大舗装厚
 $i_1 \sim i_3$: 橋面横断こう配
橋体上面横断こう配 $I_0 = i_1$

(a) 舗装面が凸の場合



$i_1 \sim i_3$: 橋面横断こう配
橋体上面横断こう配 $I_0 = i_2$

(b) 舗装面が凹の場合

図-3.19 橋体上面こう配の決め方²⁹⁾

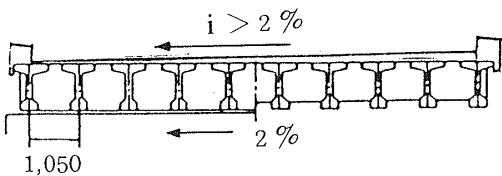


図- 3.20

表- 3.8 けた橋用PCげた

橋格	橋げたの呼び名	標準スパン(m)	けた長(m)	けた高(mm)	けた1本重量(kg)	PC鋼より線φ12.4の本数	抵抗モーメント(t-m)
1等橋	BS110-60	10.0	10.6	600	6,210	16	38.0
	BS111-70	11.0	11.6	700	7,370	16	47.8
	BS112-70	12.0	12.6	700	8,000	18	52.8
	BS113-80	13.0	13.6	800	9,140	18	64.4
	BS114-80	14.0	14.6	800	9,810	20	69.0
	BS115-90	15.0	15.6	900	11,100	20	81.6
	BS116-90	16.0	16.6	900	11,800	22	87.5
	BS117-100	17.0	17.6	1,000	13,100	22	99.9
	BS118-100	18.0	18.6	1,000	13,900	24	107.0
	BD119-100	19.0	19.6	1,000	14,600	20	121.3
	BD120-100	20.0	20.6	1,000	15,400	22	128.9
	BD121-100	21.0	21.6	1,000	16,100	24	149.4
2等橋	BS210-60	10.0	10.6	600	6,210	14	34.1
	BS211-60	11.0	11.6	600	6,930	16	38.2
	BS212-60	12.0	12.6	600	7,520	20	44.5
	BS213-70	13.0	13.6	700	8,640	18	53.1
	BS214-70	14.0	14.6	700	9,270	20	57.4
	BS215-80	15.0	15.6	800	10,500	20	69.4
	BS216-80	16.0	16.6	800	11,200	22	74.5
	BS217-90	17.0	17.6	900	12,500	20	82.6
	BS218-90	18.0	18.6	900	13,200	22	89.1
	BS219-100	19.0	19.6	1,000	14,600	22	102.4
	BS220-100	20.0	20.6	1,000	15,400	24	109.5
	BD221-100	21.0	21.6	1,000	16,100	20	125.8

種類の呼び名のBはけた橋用橋げたという意味であり、 BSのSはPC鋼線の直線配置を、 BDのDは折り曲げ配置を示す。

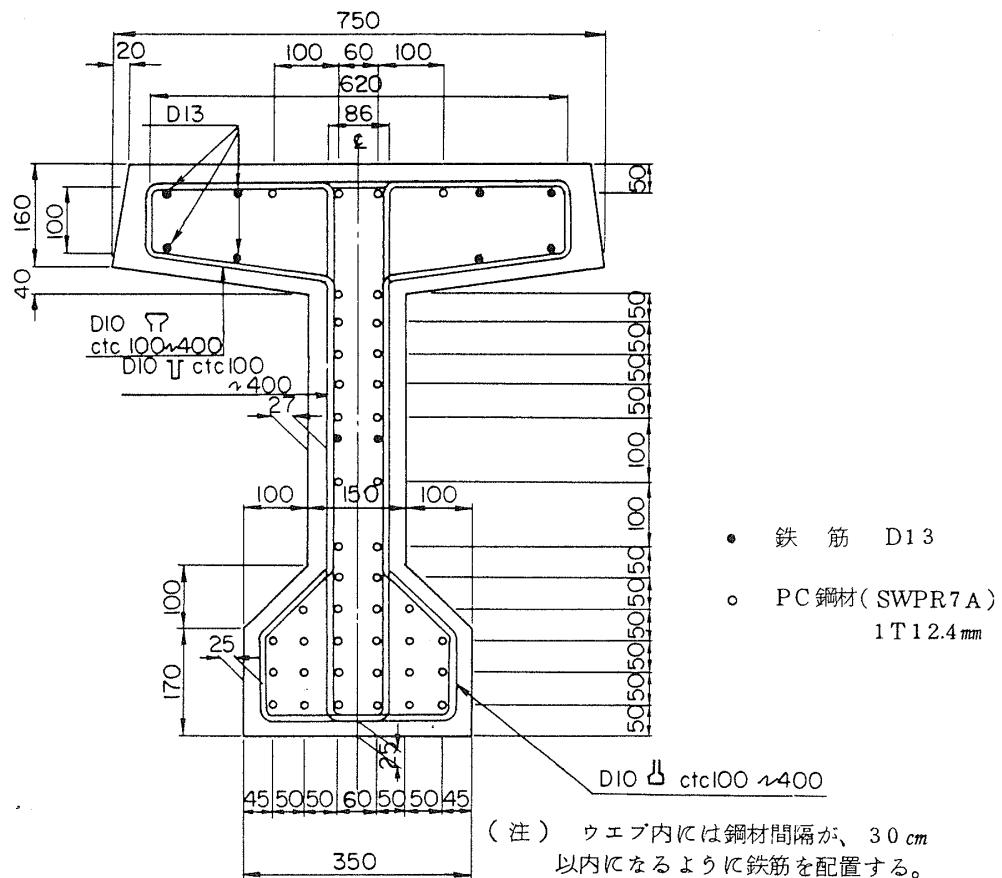
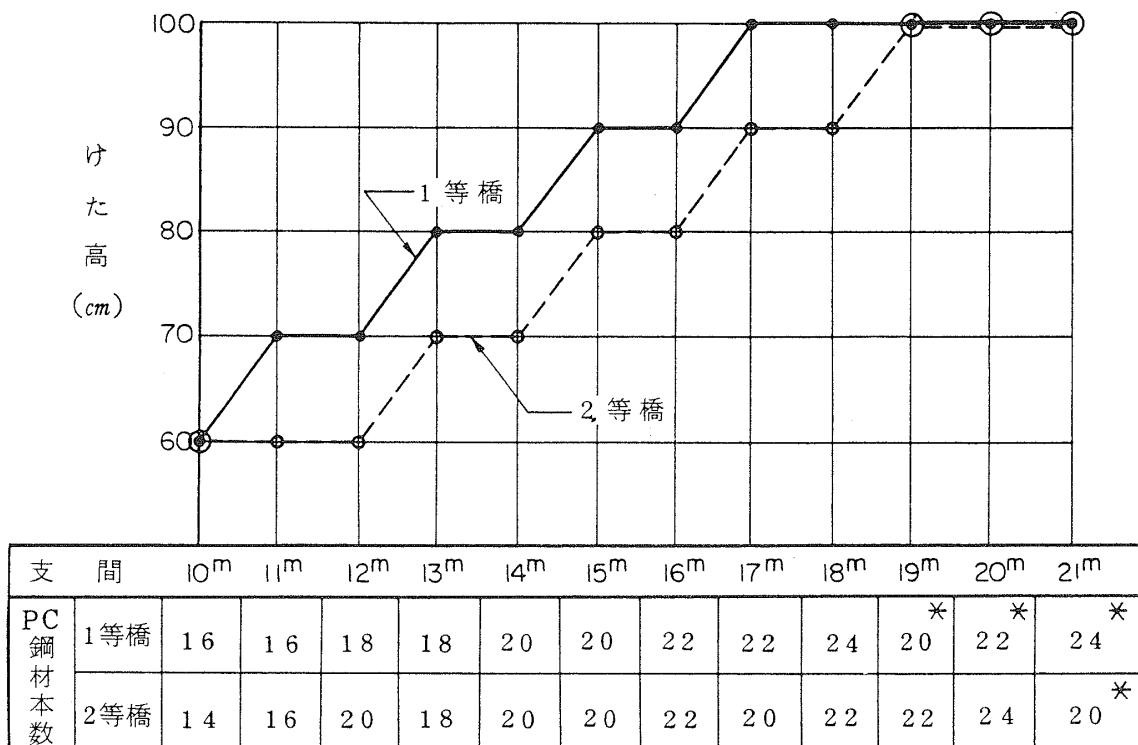


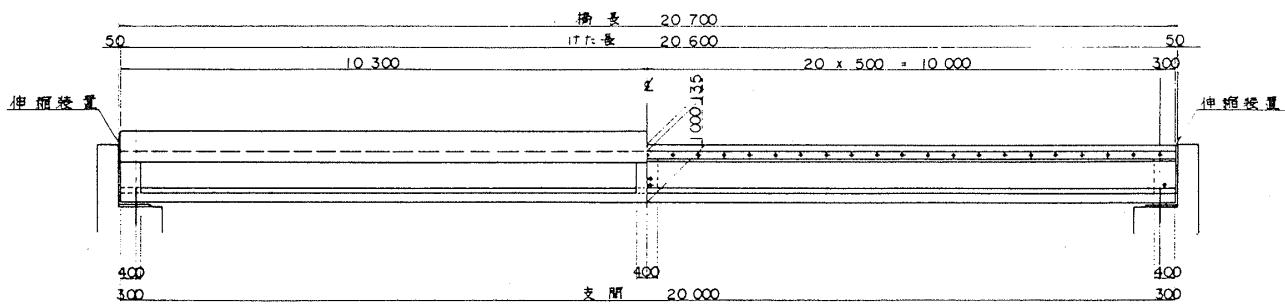
図-3.21 けた橋用PCげた断面図³⁰⁾



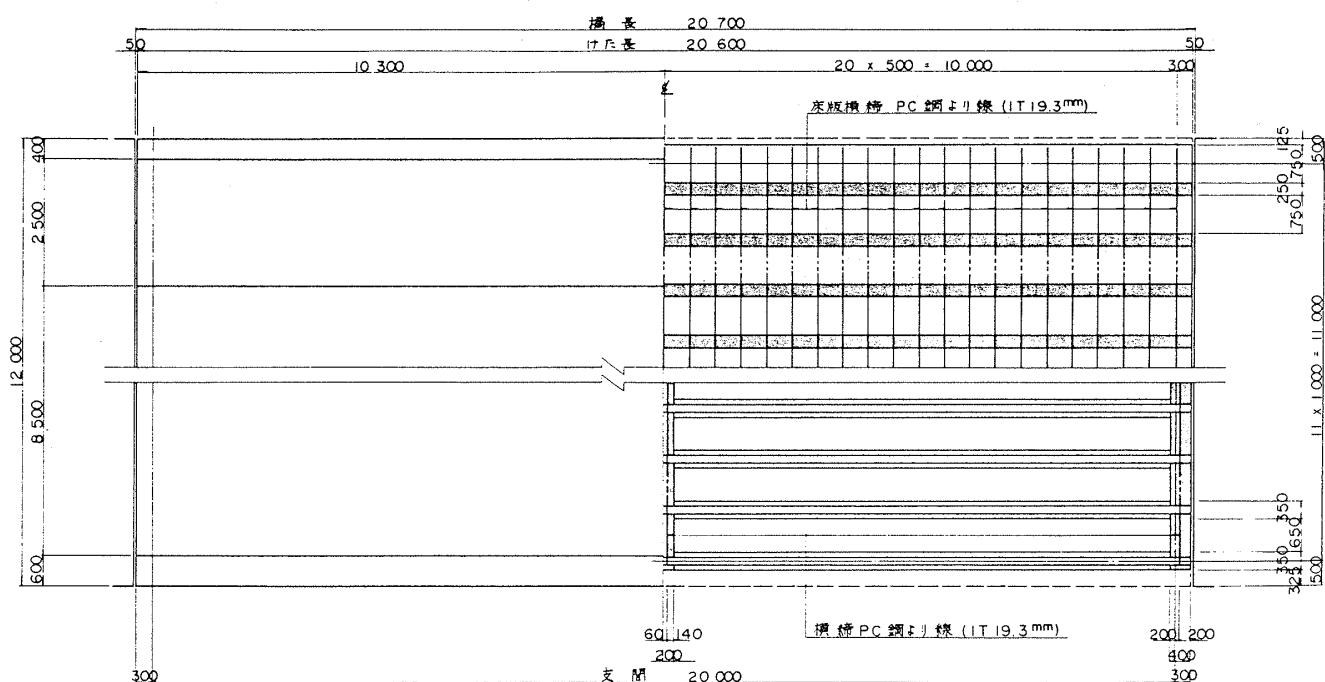
*印：PC鋼材のベンドアップ方式

図-3.22 けた高³¹⁾

側面図



平面図



断面図

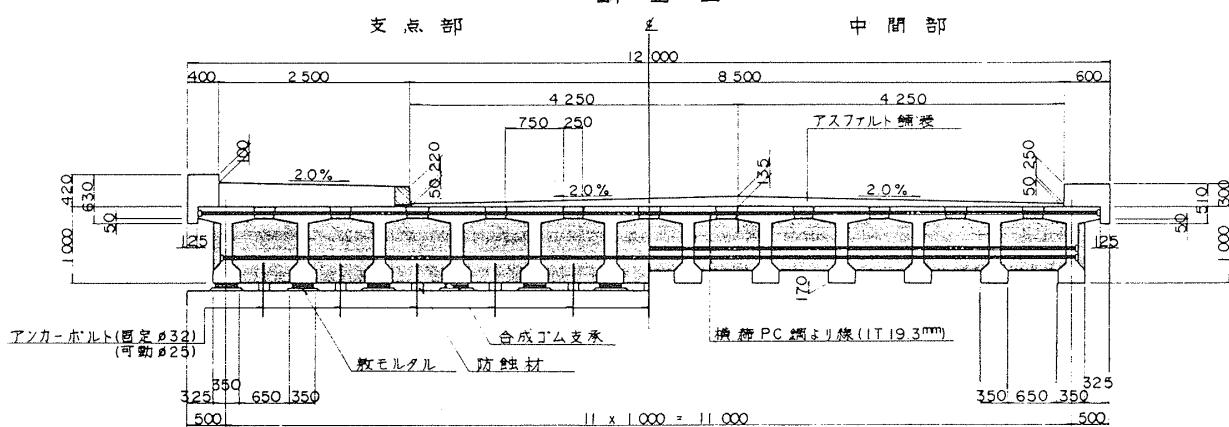


図-3.23 プレテンション方式PC-T桁橋設計例³²⁾

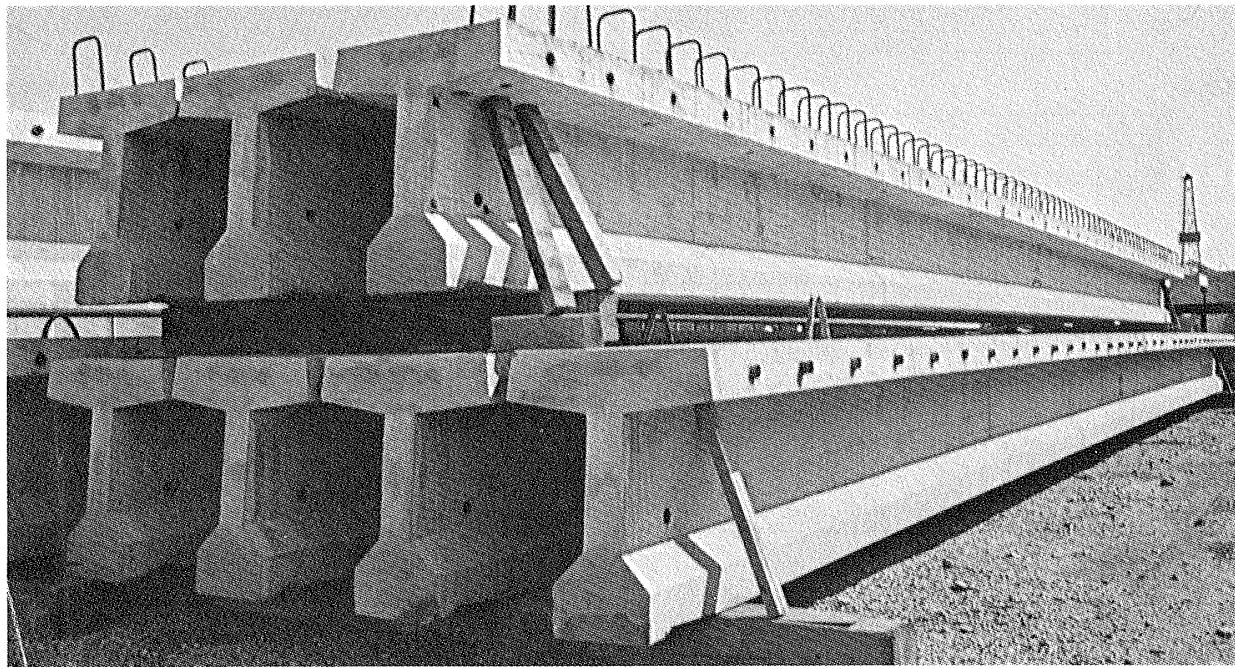


図-3.24 プレテンション方式T桁³³⁾

3.2.5. ポストテンション方式T桁橋

ポストテンション方式のPCT桁橋は、支間が21m以上ありプレテンション桁が適用できない場合、あるいは現場までの搬入路が狭くプレテンション桁の輸送が不可能な場合に採用される。ポステン桁は、現場近くの広場、あるいは取付道路上でプレキャストのT桁を製作し、これを架設並列し、桁と桁との間の床版部および横桁部に場所打ちコンクリートを打設し、そのコンクリートが所定の強度に達したのち、横方向のプレストレスを与えて一体の橋とする。プレストレッシング工法には種々の方法があるが、一般にはフレシネー工法が用いられている。

(1) 標準設計図集の適用範囲

支 間 20 m ~ 40 m

斜 角 60° ~ 90°

(2) 主桁形状寸法と鋼材配置

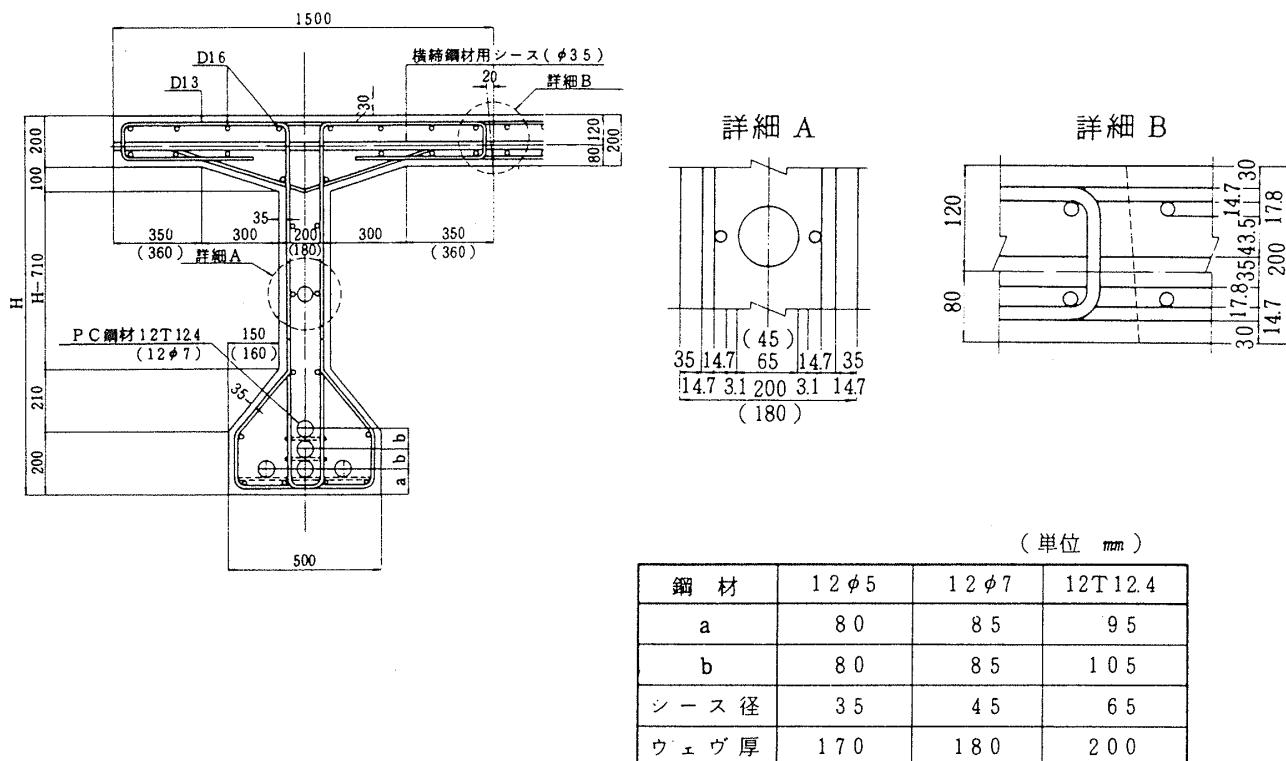


図-3.25 主げたの形状寸法と鋼材配置³⁴⁾

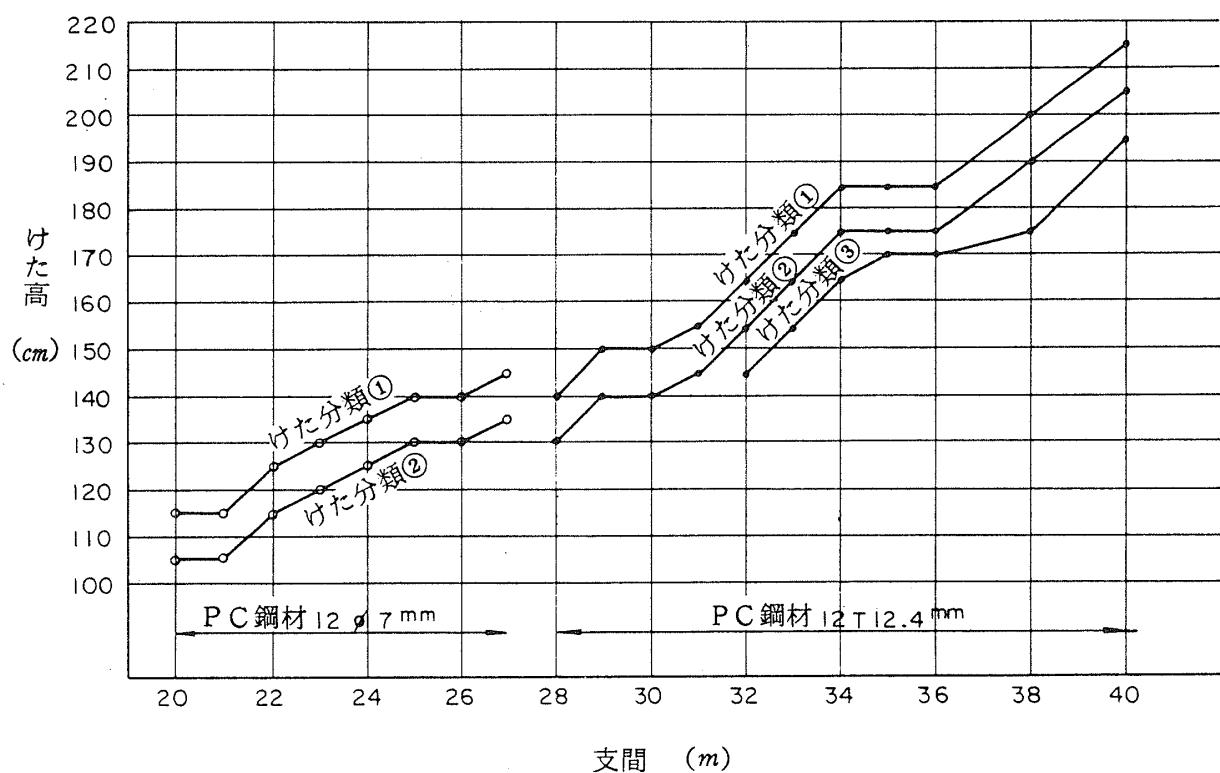


図-3.26 けた高³⁵⁾

(3) 主桁拡幅

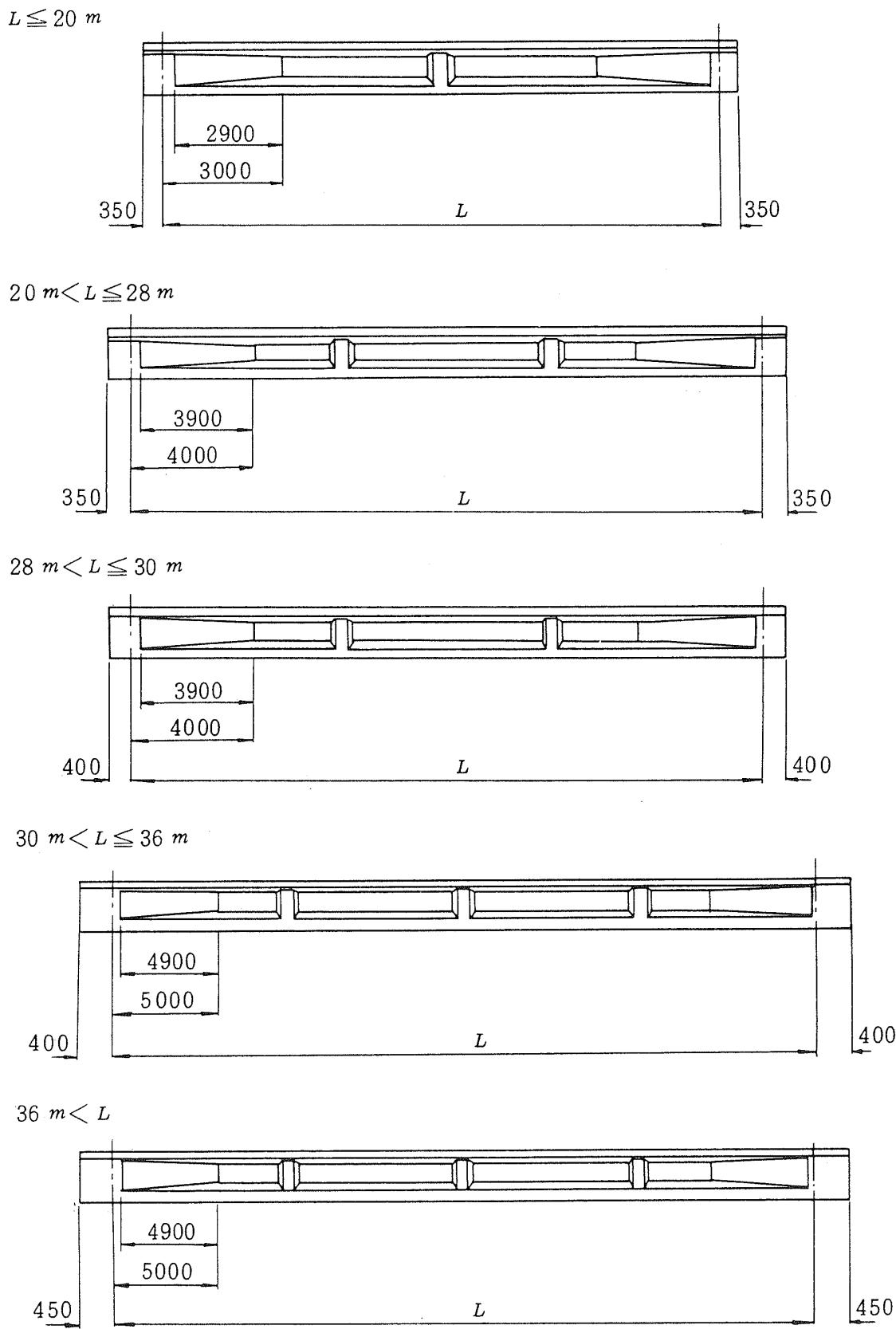


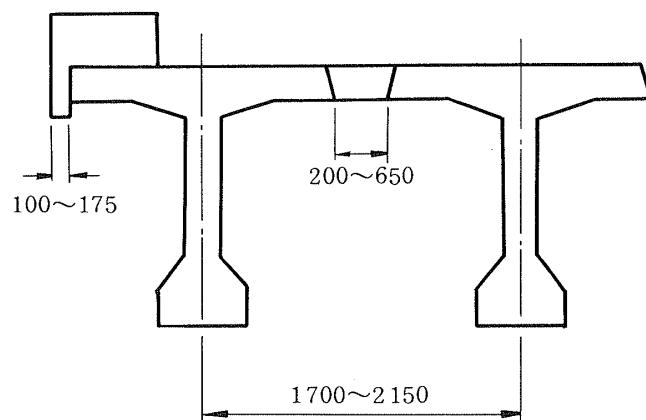
図-3.27³⁶⁾

(4) 主桁間隔

主桁中心間隔は 1.70 m 以上 2.15 m
以下とする。

(5) 地覆水切幅

地覆水切幅は 0.10 ~ 0.175m とする。



(6) 床版場所打ち部の配筋

図-3.29 参照

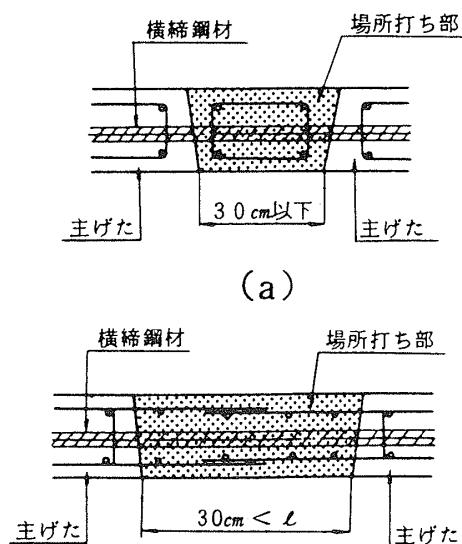


図-3.29³⁷⁾

図-3.28

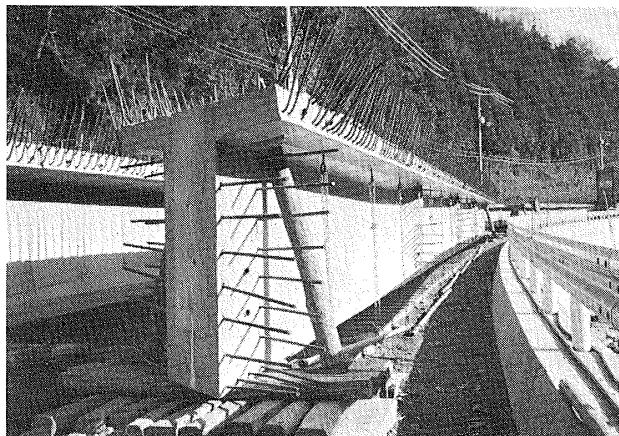


図-3.30 ポステンT桁



図-3.31 フレシネーコーン

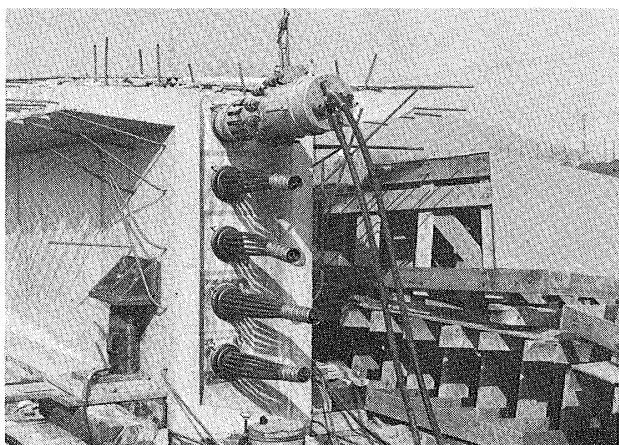


図-3.32 フレシネーコーン

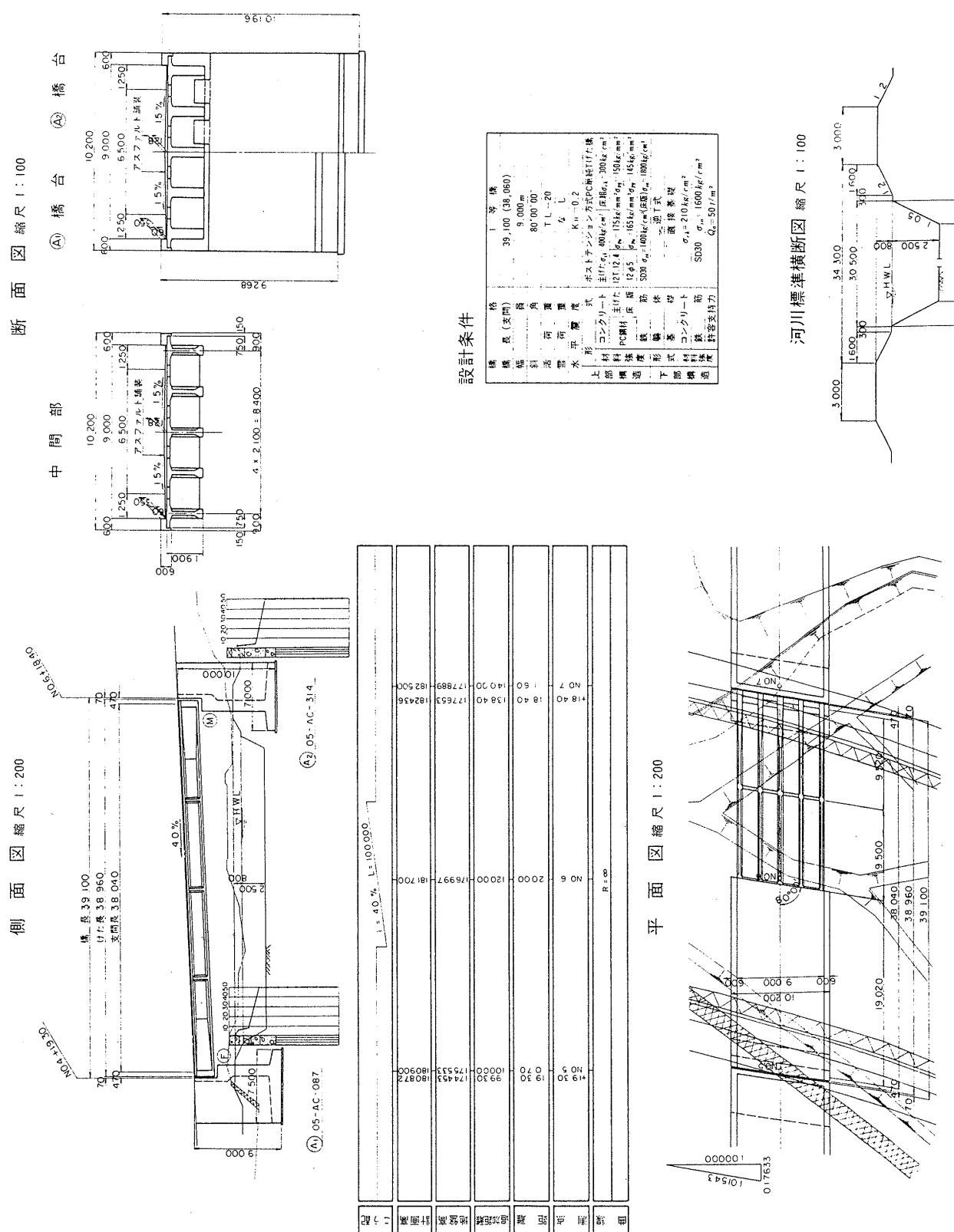


図-3.33 PCポストテンション方式T桁橋設計例 38)

3.2.6 その他のプレストレストコンクリート橋

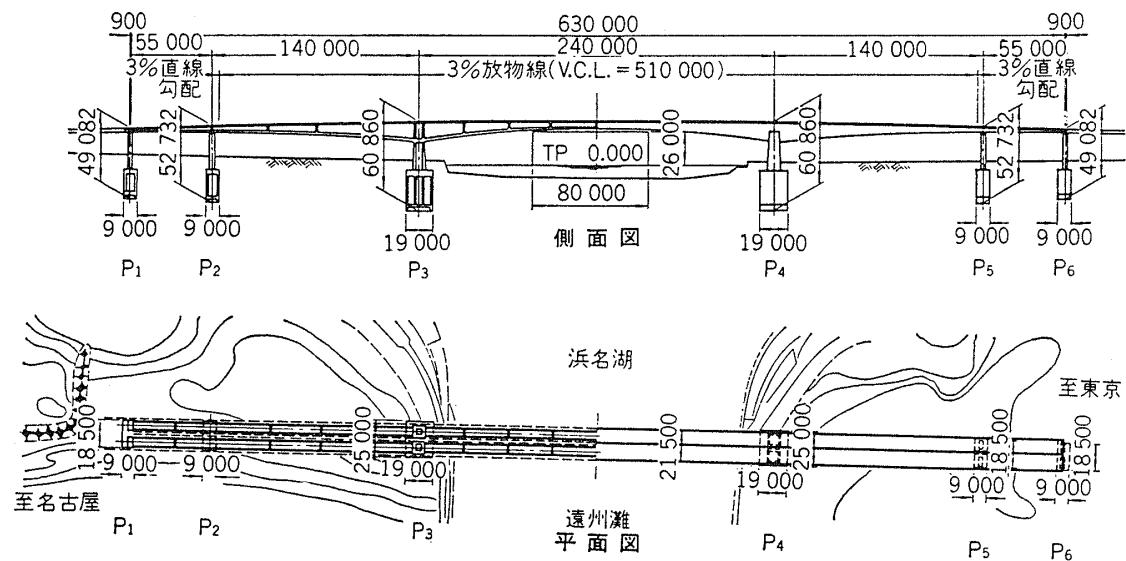


図-3.34 浜名大橋(静岡県)³⁹⁾
中央径間中央ヒンジ付5径間連続ラーメン橋

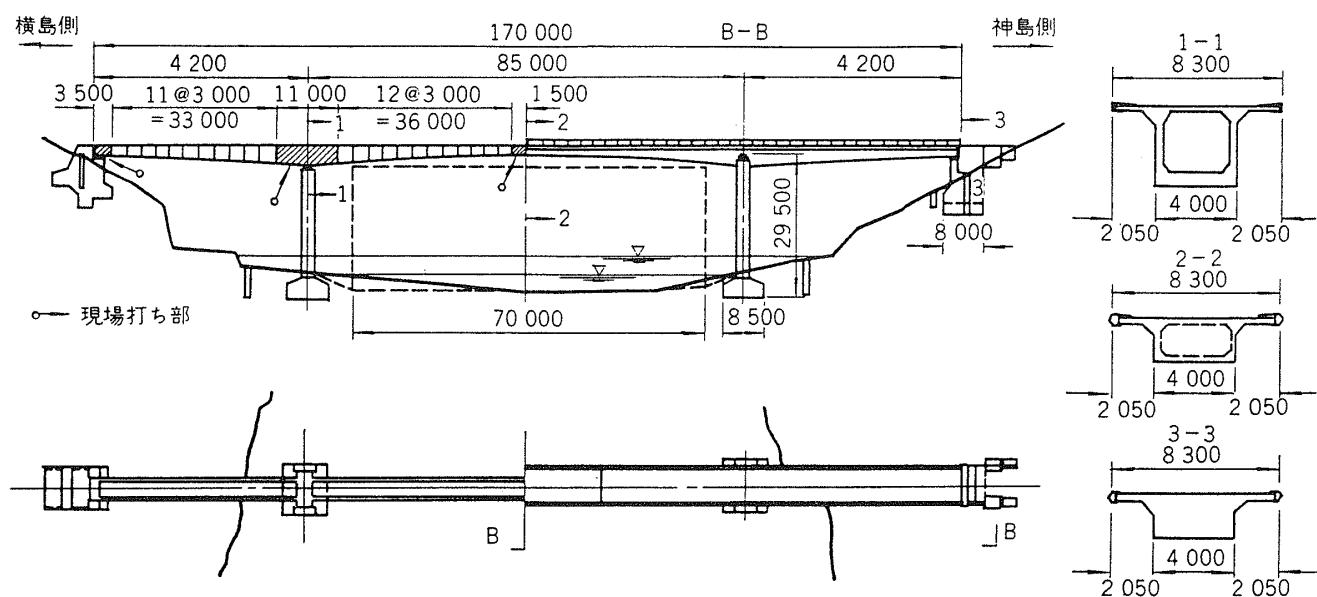


図-3.35 神島大橋(岡山県)⁴⁰⁾
3径間連続P.C箱桁橋

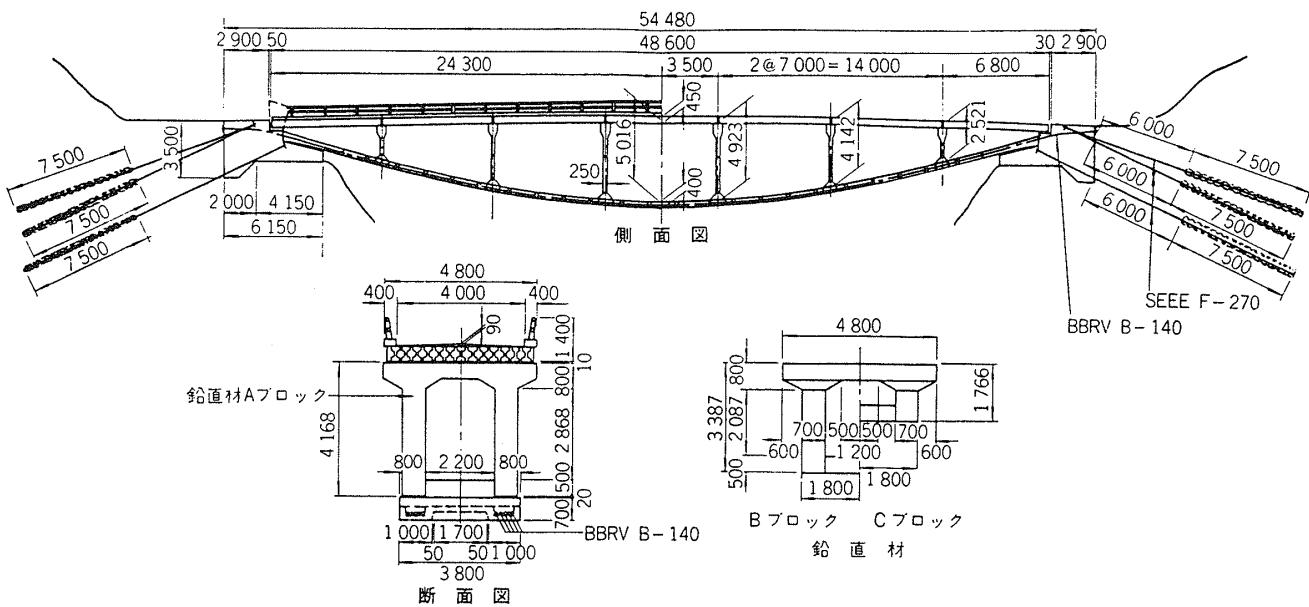


図-3.36 連日峰橋(宮崎県)⁴¹⁾
上路式PC吊橋

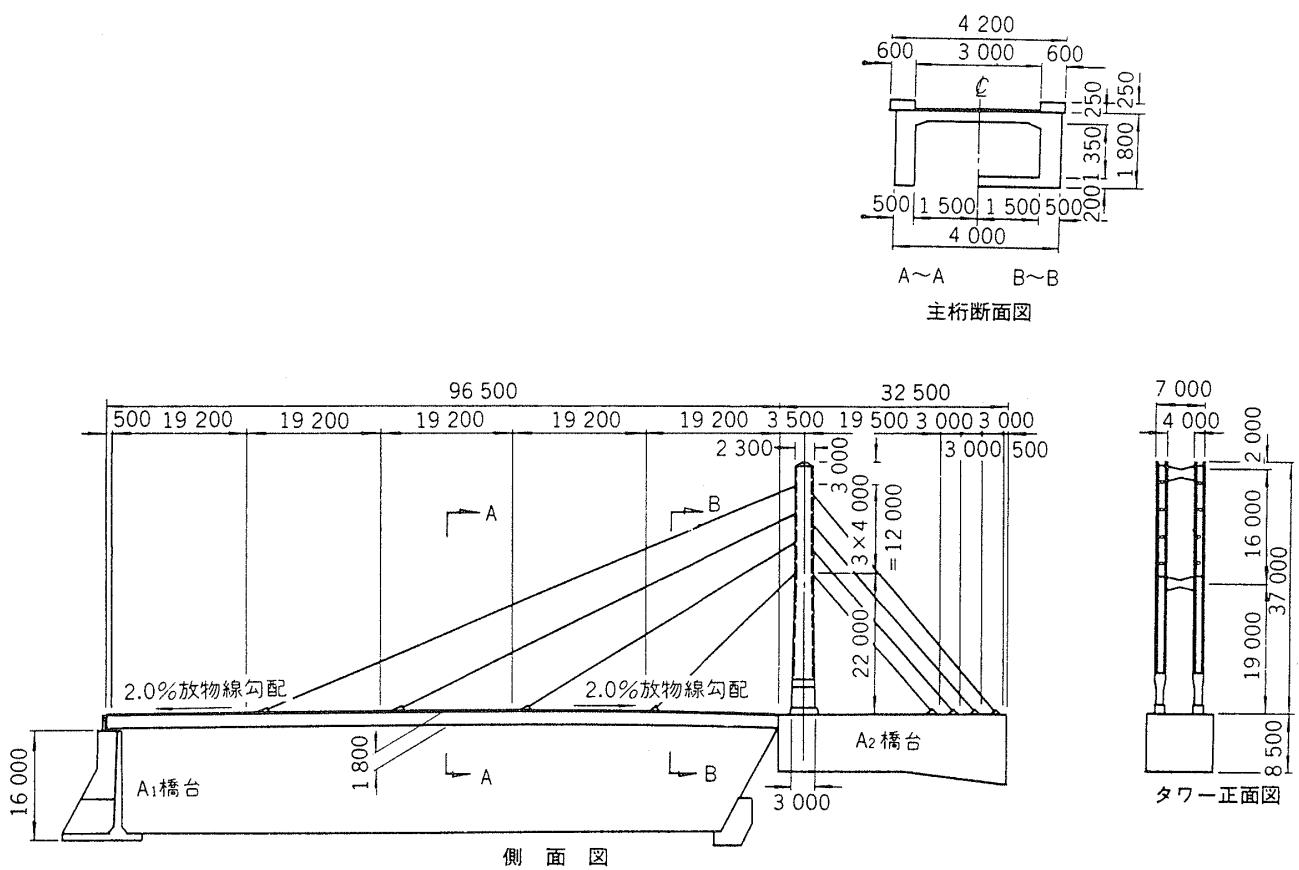


図-3.37 松ヶ山橋(神奈川県)⁴²⁾
ディビダーグ式PC斜張橋

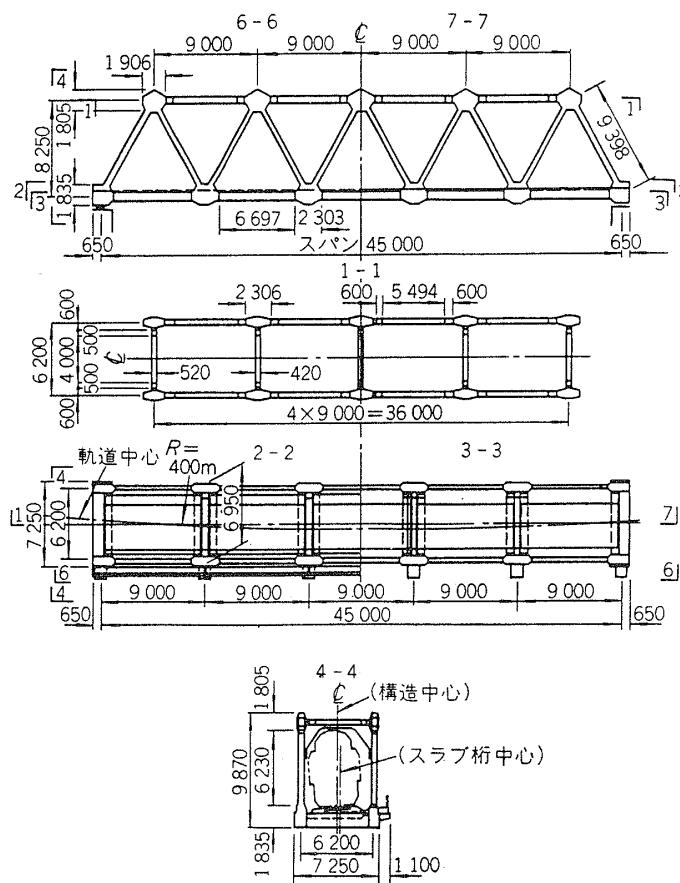
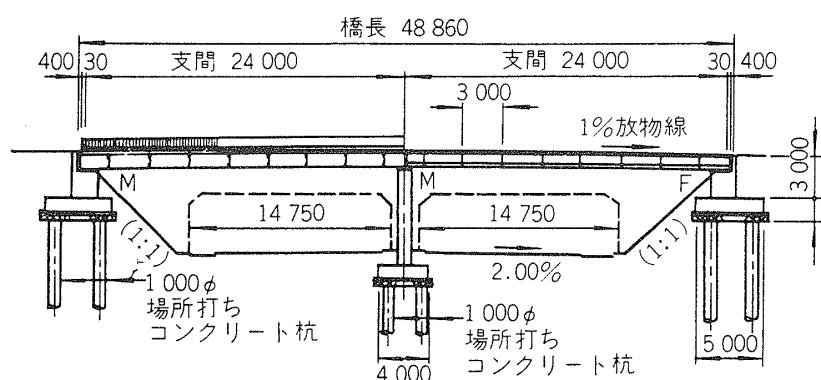
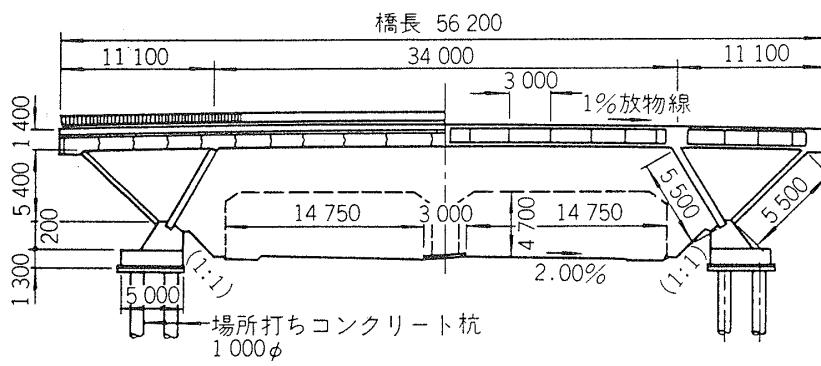


図- 3.38

岩鼻橋(広島市)PCトラス橋⁴³⁾



2径間連続桁橋



PC 斜π橋

図- 3.39 PCプレキャストブロック工法オーバーブリッジ⁴⁴⁾

3.3 鋼 橋

3.3.1 概 要

鋼材は他の材料に比べて強度が高く、加工性、品質等の多くの点で優れていることから、古くより橋梁の材料として使用されている。鋼橋には、鋼材のもつこれらの特質を生かし非常に多くの橋梁形式がつくられている。

コンクリート橋と比較した場合の鋼橋の一般的な特徴としては、次の点があげられる。

長 所

- ① 材料が均質で、製作の精度も高いので、構造物としての信頼度はコンクリート橋より高い。
- ② 自重が軽いため運搬架設は一般に容易であり、地盤が軟弱な場合には下部工費を軽減できる。
- ③ 工場製作であるため、現場作業が少なく施工管理が容易である。
- ④ 破損した場合に、コンクリート橋に比べて補修が容易である。
- ⑤ 十分な維持補修を行えば、一般にコンクリート橋より橋梁の寿命が長い。
- ⑥ 現場継手を設けることによって、適当な輸送長が得られる。
- ⑦ 加工性が良いので多種多様の構造形式をつくることができる。
- 曲線橋、斜橋、バチ橋の製作も容易である。

- ⑧ 自重が軽いため、長支間の橋梁も可能である。

短 所

- ① 材料費が高く、このため橋梁コストも一般的にコンクリートより高い。
- ② 鋼材が腐食するため7～8年に1回ペンキ塗替えが必要である。これらの維持費を含めるとコンクリート橋よりはるかにコストが高くなる。

最近では、耐候性鋼材の使用、亜鉛メッキ処理により無塗装橋梁も架設されているが、コストが高いこと、防食効果に対し十分信頼できること等からあまり普及していない。

- ③ コンクリート橋に比べて剛性が少ないため、自動車走行時の振動が大きい。またこのため、床版コンクリートが破損しやすい。

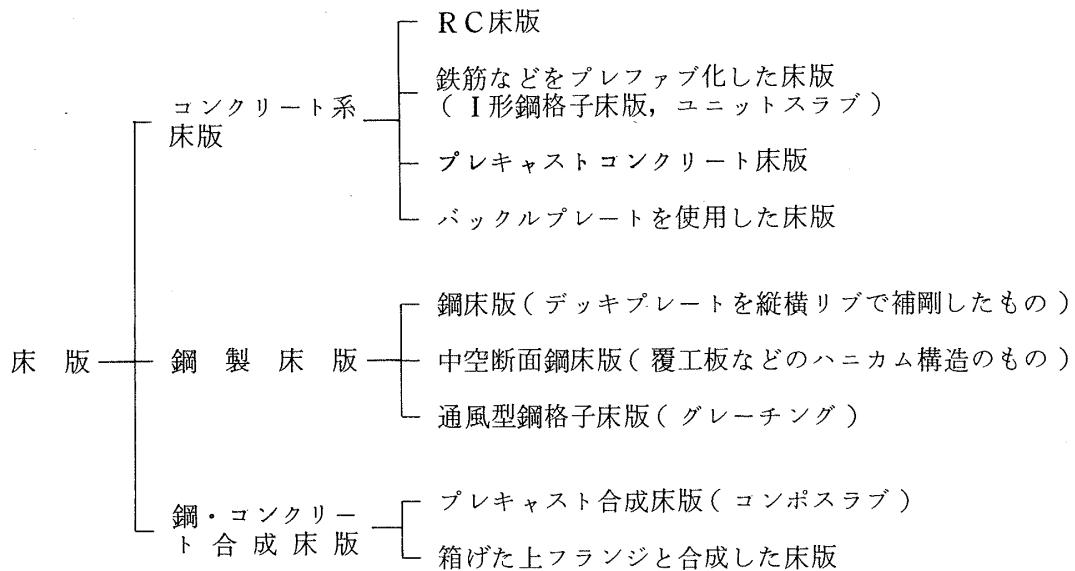
3.3.2 床 版

(1) 概 説

鋼道路橋の床版は輪荷重を直接受け止めて支持し、これを床組もしくは主桁に伝える主要部材である。

道路橋に用いられている床版の主な種類には、表-3.9に示すようなものがある。

表-3.9 床版の種類⁴⁵⁾



これらの中で、使用頻度が比較的高いのは、RC床版、鋼床版、I形鋼格子床版の3種類である。

(2) 鉄筋コンクリート床版 (RC床版)

(a) 一般

鋼道路橋のほとんどは普通コンクリートによる現場打ちRC床版が用いられている。これは、RC床版が他のものに比べて低廉であること、施工が比較的容易であること、施工管理が十分に行なわれるならば強度面での信頼性も高いこと、床版を支持する鋼桁との結合が確実であり他の部材の耐力増加に寄与すること等の長所をもつからである。

(b) 床版の厚さ

床版の破損の多くは、コンクリートに生じたひび割れの進行拡大によることから、鉄筋の許容引張応力度をある程度低くおさえるとともに床版厚を厚くし、コンクリートに発生する曲げ引張応力度をある限度内に押えるのが望ましい。このようなことから、道路橋示方書では、床版の最小全厚を表-3.10のように

表-3.10 床版の最小全厚 h (cm)⁴⁶⁾

版の区分			床版の支間の方向		
車道部	1等橋	単純版	車両進行方向に直角		車両進行方向に平行
		連続版	3 L + 11		5 L + 13
		片持版	0 < L ≤ 0.25	28 L + 16	24 L + 13
			L > 0.25	8 L + 21	
	2等橋	1等橋の値から3 cmを減じた値			
歩道部			14 cm		

ここに L : T荷重に対する床版の支間(m)

規定している。ただし、車道部分の床版の全厚は、いかなる場合も 16 cm を下回ってはならない。

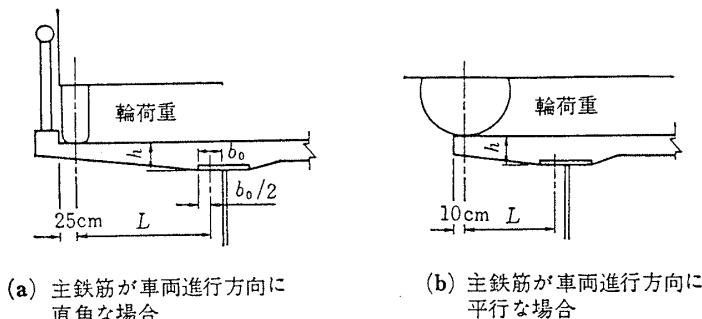


図-3.40 片特版の最小全厚 $h^{47)}$

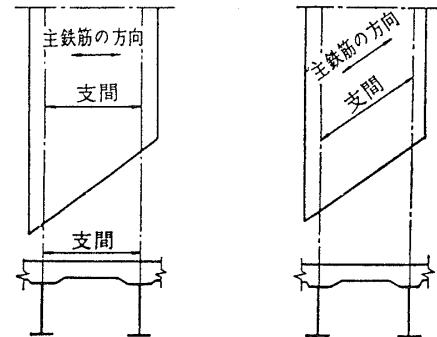


図-3.41 斜橋の床版の支間⁴⁸⁾

表-3.10 は一般的な条件下にある橋の床版厚さの最小値の基準であり、設計に用いる床版厚は、大型車両の交通量、補修作業の難易度、支持構造物の特徴等を考慮した次式によって算定する。

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

ここに、 d : 床版厚さ (cm) (小数第1位を四捨五入する。ただし d_0 を下まわらないこと。)

表-3.11 係 数 $k_1^{49})$

1方向当たりの大型車両の計画交通量(台/日)	補修作業の難易 注1)	係 数 k_1	
		非合成桁	合成桁
500未満	容 易	1.00	1.05
	困 難	1.05	1.10
500以上 1,000未満	容 易		
	困 難	1.10	1.15
1,000以上 2,000未満	容 易		
	困 難	1.15	1.20
2,000以上	容 易		
	困 難	1.20	1.25

注1)迂回路がないなど床版の補修作業時の交通処理の難易

d_0 : 表-3.10に示す床版の最小全厚(cm)
(小数第2位を四捨五入し、小数1位まで求める。)

k_1 : 表-3.11に示す係数

k_2 : 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメントの係数で $k_2 = 0.9 \sqrt{M/M_0} \geq 1.00$ として与えられる。

M_0 : 支持桁の剛性が等しいとした場合の設計曲げモーメント

M : 支持桁の剛性の違い等による付加曲げモーメントを加味した床版の曲げモーメント

床版支持桁の剛性が著しく相異する場合は、外桁と内桁との断面2次モーメントの比が2.0程度を超える場合であって、図-3.42のような例の場合がこれに相当する。

床版の支持桁の剛性に相異がなくとも、桁支間が長い($\ell > 10\text{ m}$)と桁のたわみが大きくなり、外桁と内桁で不等沈下を生じ、床版に付加曲げモーメントが発生することになるが、主桁を剛な横桁で相互に連結しておけばこれを防ぐことができる。

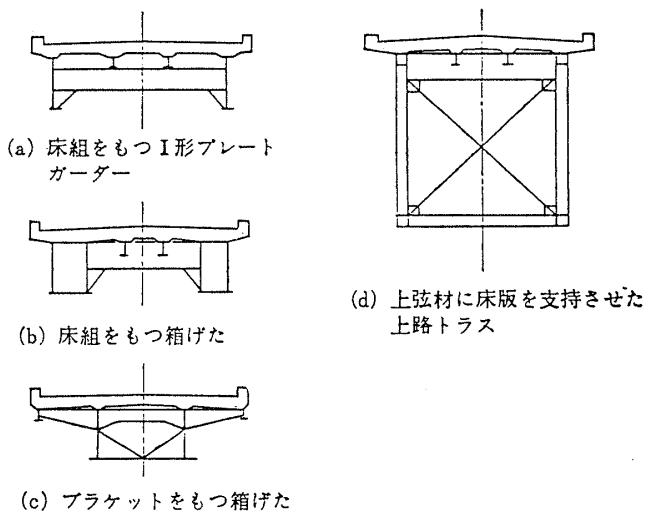


図-3.42 床版の支持げた相互の剛性が著しく異なる場合の例⁵⁰⁾

表-3.12 単純版の床版厚⁵¹⁾

床版支間 (m)	最小全厚 (cm)	割増し係数					
		1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
1.5	17.0 16.0	17 16	18 17	19 18	20 18	20 19	21 20
1.6	17.4 16.0	17 16	18 17	19 18	20 18	21 19	22 20
1.7	17.8 16.0	18 16	19 17	20 18	20 18	21 19	22 20
1.8	18.2 16.0	18 16	19 17	20 18	21 18	22 19	23 20
1.9	18.6 16.0	19 16	20 17	20 18	21 18	22 19	23 20
2.0	19.0 16.0	19 16	20 17	21 18	22 18	23 19	24 20
2.1	19.4 16.4	19 16	20 17	21 18	22 19	23 20	24 21
2.2	19.8 16.8	20 17	21 18	22 18	23 19	24 20	25 21
2.3	20.2 17.2	20 17	21 18	22 19	23 20	24 21	25 22
2.4	20.6 17.6	21 18	22 18	23 19	24 20	25 21	26 22
2.5	21.0 18.0	21 18	22 19	23 20	24 21	25 22	26 23
2.6	21.4 18.4	21 18	22 19	24 20	25 21	26 22	27 23
2.7	21.8 18.8	22 19	23 20	24 21	25 22	26 23	27 24
2.8	22.2 19.2	22 19	23 20	24 21	26 22	26 23	28 24
2.9	22.6 19.6	23 20	24 21	25 22	26 23	27 24	28 25
3.0	23.0 20.0	23 20	24 21	25 22	26 23	28 24	29 25

(注) 最小全厚 $d_0 = 4\ell + 11$

1等橋 ━━ 2等橋 ━━

表-3.13 連続版の床版厚⁵²⁾

床版支間 (m)	最小全厚 (cm)	割増し係数					
		1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
1.5	16.0 16.0	16 16	17 17	18 18	18 18	19 19	20 20
1.6	16.0 16.0	16 16	17 17	18 18	18 18	19 19	20 20
1.7	16.1 16.0	17 16	17 17	18 18	19 18	19 19	20 20
1.8	16.4 16.0	17 16	17 17	18 18	19 18	20 19	21 20
1.9	16.7 16.0	17 16	18 17	18 18	19 18	20 19	21 20
2.0	17.0 16.0	17 16	18 17	19 18	20 18	20 19	21 20
2.1	17.3 16.0	18 16	18 17	19 18	20 18	21 19	22 20
2.2	17.6 16.0	18 16	18 17	19 18	20 18	21 19	22 20
2.3	17.9 16.0	18 16	19 17	20 18	21 18	21 19	22 20
2.4	18.2 16.0	19 16	19 17	20 18	21 18	22 19	23 20
2.5	18.5 16.0	19 16	19 17	20 18	21 18	22 19	23 20
2.6	18.8 16.0	19 16	20 17	21 18	22 18	23 19	24 20
2.7	19.1 16.1	20 17	20 17	21 18	22 19	23 19	24 20
2.8	19.4 16.4	20 17	20 17	21 18	22 19	23 20	24 21
2.9	19.7 16.7	20 17	21 18	22 18	23 19	24 20	25 21
3.0	20.0 17.0	20 17	21 18	22 19	23 20	24 20	25 21

(注) 最小全厚 $d_0 = 3\ell + 11$

1等橋 ━━ 2等橋 ━━

(c) 床版の片持ち長さ

床版片持ち部には、大きな曲げモーメントが加わるので、片持ち長さはあまり大きくしない方が良い。しかし、逆にあまり小さくすると雨水などが直接主げたにかかる機会を多くし好ましくない。通常は床版の配筋、防水等を考慮して床版の片持ち長さは 0.9 m～1.2 m 程度にするのが良い。曲線橋の場合、直桁を用いて床版片持ち長を変化さることがあるが、この場合においては片持ち長さを 0.5 m 以上 1.5 m 以下にし、片持ち長さが 1.5 m を超える場合には図-3.43 のようにブレケットで床版を支持するのが良い。

主げの配置にあたっては、上記の他に排水ますの位置についても検討しておく必要がある。排水ますが主げ上にくると、排水装置の設計が複雑になり、ひいては床版の弱点にもなるのでこれを避けるのが良い。

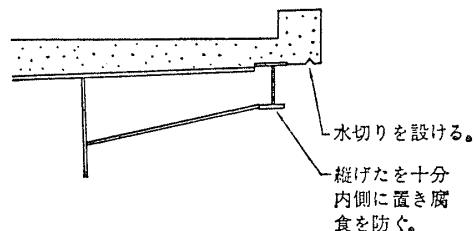


図-3.43

(3) I型鋼格子床版⁵³⁾

I型鋼格子床版は、小型 I 型鋼を主筋とし、この腹板に孔を開け、配力筋として鉄筋を主筋に交差させて配置し、I 型鋼の下フランジに薄い鉄板を溶接して型わくとし、これらをパネルとして工場で組立て、現場ではこのパネルをけた上に並べてコンクリートを打設する床版である。（図-3.44）。なお底板は亜鉛めっきされており、塗装されないで使用されている。

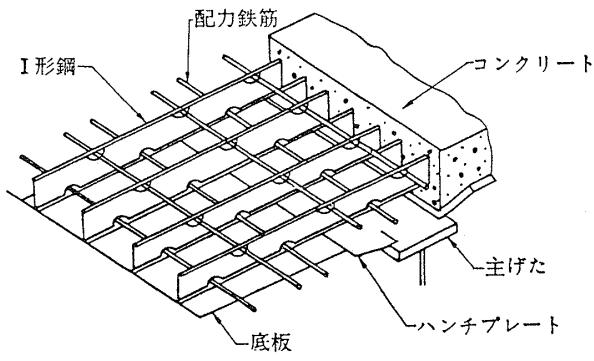


図-3.44 I型鋼格子床版⁵⁴⁾

この床版の特徴をあげると次のとおりである。

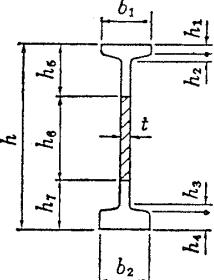
- ① 型わく、支保工が不要であり、けた下空間の使用制限がある場合や高所作業でも安全に施工できる。
- ② 工場で精度よくパネル化しており、現場では簡単な取付作業で架設できるので工期が著しく短縮できる。
- ③ コンクリートが打設されない状態でも、十分剛性をもっているので、コンクリート打設前に作業用機械などの荷重がかからっても十分耐え得る。
- ④ 通常の RC 床版より版厚を若干薄くすることができるので、床版死荷重が小さい。

しかし、I型鋼格子床版はRC床版に比べ、現在のところ経済的に劣るので、比較的特殊な用途に使われている。たとえば既設橋の補修などで死荷重を増したくない場合や道路の縦断勾配を変更しにくい場合、また急速施工が必要なところや型わく、支保工が困難な跨線橋や高架橋等に使用されている。

I型鋼の材質は JIS G3101、2種一般構造用圧延鋼材 (SS41) の規格に適合するものとする。現在、圧延されているものはメーカーにより若干、寸法、形状が異なっているが、高さは 105 mm、130 mm、150 mm の

3種類である。

表-3.14 I形鋼諸元⁵⁵⁾



<i>h</i>	種類	<i>b</i> ₁	<i>b</i> ₂	<i>t</i>	<i>h</i> ₁	<i>h</i> ₂	<i>h</i> ₃	<i>h</i> ₄	<i>h</i> ₅	<i>h</i> ₆	<i>h</i> ₇
105	A	30	35	4.0	11	2.5	3.0	7.5	25	50	30
130	A	30	40	4.5	12	2.0	3.0	9.0	35	65	30
	B	30	30	4.3	10	3.0	3.0	10	40	50	40
150	A	35	50	5.0	10	4.0	3.0	7.0	55	65	30
	B	35	35	4.8	10	3.0	3.0	10	40	70	40

(4) 鋼床版

道路橋の床版にはRC床版が用いられることが多いが、支間長が約70mを超えるプレートガーダーや、主桁の高さが著しく低く制限された橋等では、鋼床版を用いる例が多い。鋼床版を使用することによって構造各部の死荷重による断面力が軽減され、また、鋼床版は主構造の一部として働くように設計されることにより相乗効果を生じ特色を發揮することになる。

また、供用中の既設橋梁の損傷を受けたRC床版を短期間に更新したり、その橋梁全体の耐荷力の増加をはかる場合にもしばしば用いられる。

鋼床版構造の特長を挙げると次のとおりである。⁵⁷⁾

- ① RC床版と比較して自重がほぼ1/2と軽く、長支間の橋梁への適用に有利な面がある。
- ② 鋼床版は単に床版・床組としてだけでなく、主げた、横げたの上フランジとしての機能をもたせることができる。
- ③ その構造上RC床版の厚さ相当分だけ、主げたのけた高を大きくとることができるので、けた高制限が厳しい場合に有利である。
- ④ 床版のプレハブ工法の一種であり、急速施工が可能である。

一方、鋼床版の設計上留意すべき点としては、

- ① 床版だけに着目すれば、RC床版構造より高価である。
- ② 舗装の材料、施工法の選択には慎重を要する。
- ③ 疲労の影響を考慮する必要がある。

などがある。

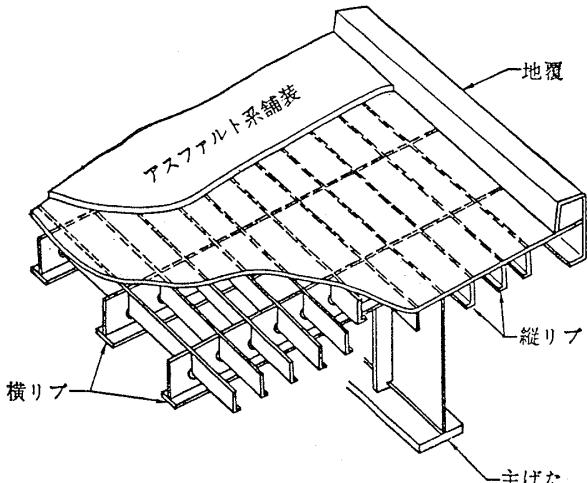


図-3.45 鋼床版の構造例⁵⁶⁾

3.3.3 プレートガーダー橋

(1) 概 説

プレートガーダーとは鋼板、形鋼を溶接、ボルト等によりI形あるいは箱形の断面に集成し、主として曲げモーメントとそれに伴うせん断力に抵抗することを目的としたはり構造であり、プレートガーダーを主桁とする橋梁をプレートガーダー橋という。したがって、プレートガーダー橋は基本的にはI形断面プレートガーダー橋と箱形断面プレートガーダー橋に分けられるが、単にプレートガーダー橋といえば通常はI形断面のプレートガーダー橋をさす。また、主桁と床版コンクリートをスタッダジベル等で連結し、床版コンクリートも主桁の一部として作用する構造とした、いわゆる合成プレートガーダー橋もプレートガーダー橋の一種である。

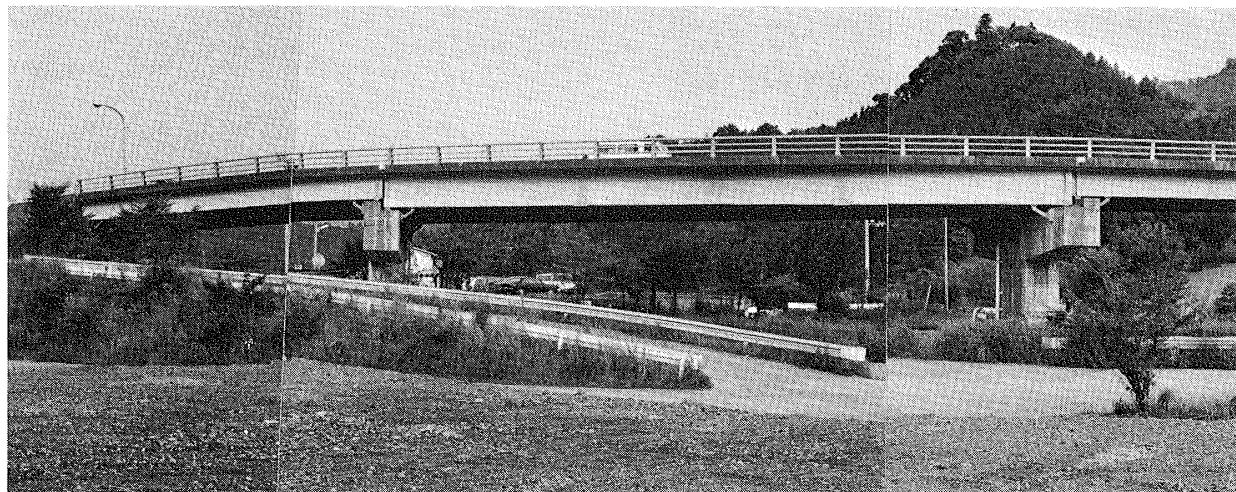


図-3.46 プレートガーダー橋

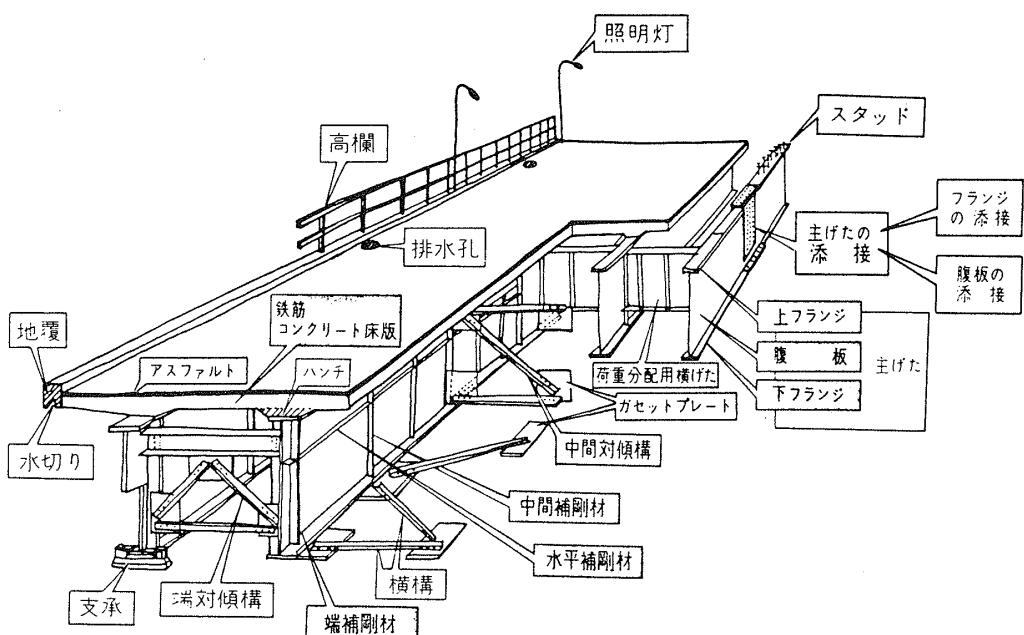
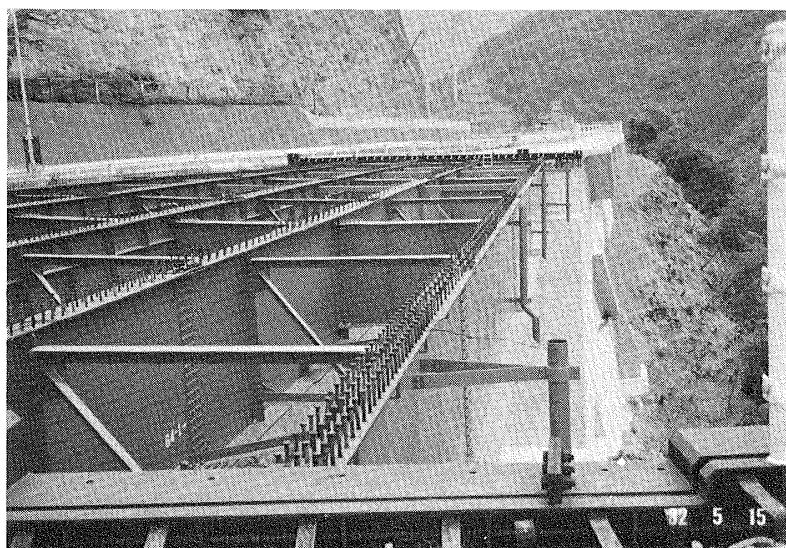


図-3.47 活荷重合成プレートガーダー橋の各部の名称⁵⁸⁾

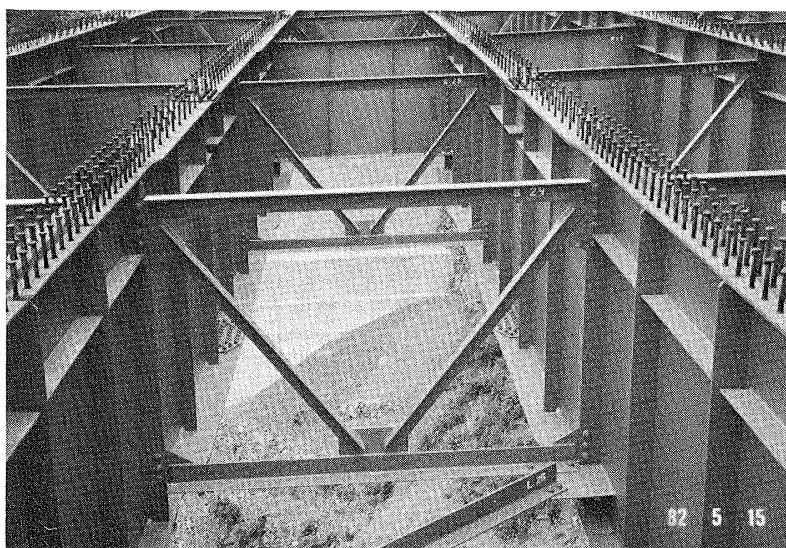
プレートガーダー橋は、床版、主桁、横構、対傾構、荷重分配横桁、補剛材等によって構成されており（図-3.47 参照），支間 60 m 程度以下の橋梁に最も良く利用されている。

プレートガーダー橋の特徴は次下の通りである。

- ① 最も経済的である。すなわち最も軽量であり、製作が容易である。
- ② 応力状態が簡明である。
- ③ 現場継手などの施工が容易である。
- ④ 軽量化を図りすぎると架設中の横倒れ座屈などを生じやすくなる。
- ⑤ ねじれに対する抵抗が少ない。
- ⑥ 単一部材としては剛性が小さいので、部材長が長くなると輸送中および架設中に注意が必要になる。



(a)



(b)

図-3.48 床版施工前の活荷重プレートガーダー橋

(2) 設計の基本的な考え方

a) 主桁断面

プレートガーダーの主桁は、上下フランジプレートとウエブプレート（腹板）を溶接して I 形断面にしたものである。I 形断面のフランジは、主として曲げモーメントに対して、ウエブは主としてせん断力に対して抵抗するため、少ない材料で大きな曲げ剛性が得られる最も合理的な形状といえる。

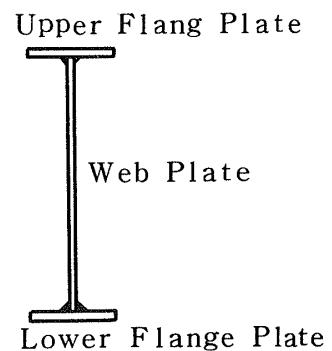


図- 3.49

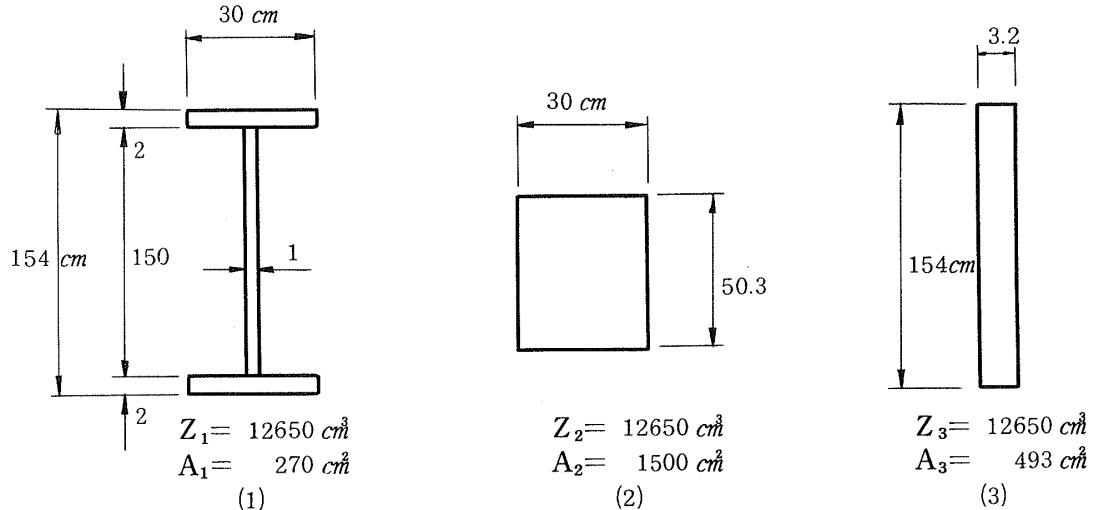


図- 3.50 断面形状と断面係数

b) 合成プレートガーダーと非合成プレートガーダー

床版と鋼桁を重ね合せておいて荷重を作用させると、桁は図- 3.51(b) のようなたわみ変形を生じる。しかしながら、床版と鋼桁の間にずれ止めを用いると両者は一体となって変形(c)するので大きな曲げ剛性が得られる。コンクリートは圧縮強度が大きいが引張強度は小さく、鋼材は引張強度が大きい。単純桁の場合には、床版コンクリートのある上側が圧縮、鋼桁のある下側が引張応力状態となるため、床版と鋼桁を合成させると材料の特質を有効的に活かすことができる。

このような考え方に基づいて設計されたものが合成プレートガーダー橋である。床版はその上に作用する荷重を支える版であるとともに、主桁の上フランジとしての働きもするため、非合成プレートガーダー橋に比べて使用鋼材を 10 ~ 30 % 程節約できるばかりでなく、適用支間を増大し、必要なときには桁高を低くすることもできる利点がある。

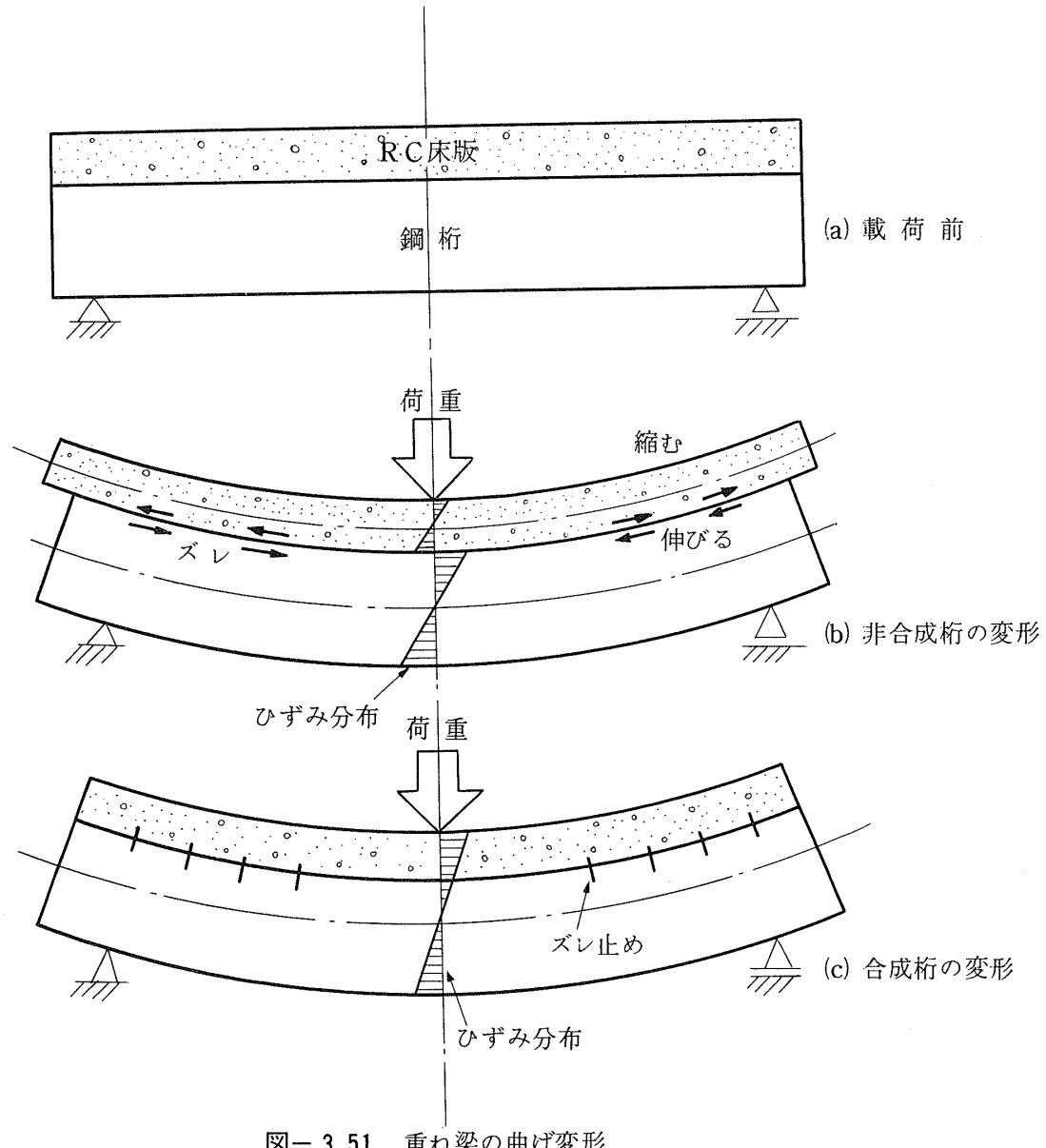


図-3.51 重ね梁の曲げ変形

合成プレートガーダー橋の床版と鋼桁の結合には、一般に、せん断力に十分耐えることができるだけのスタッドジベルが用いられている。

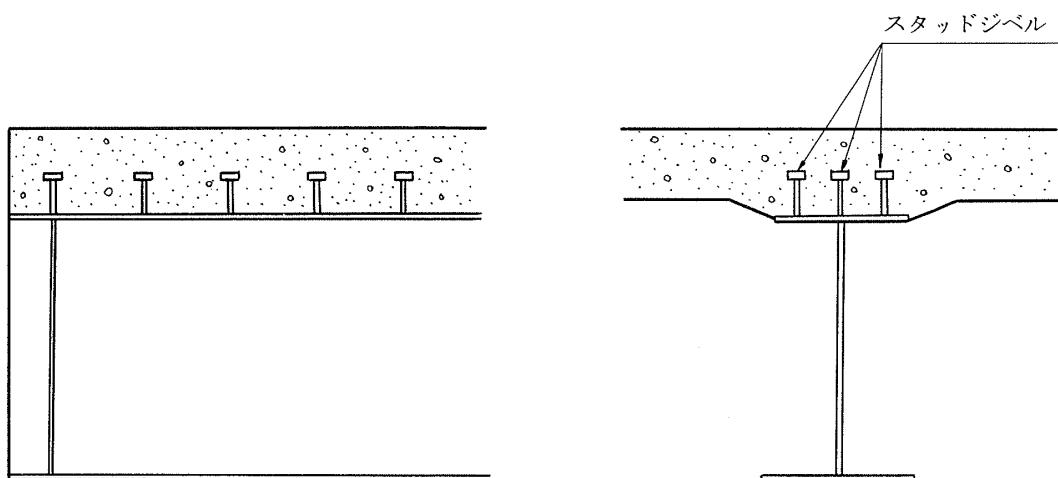


図-3.52 スタッドジベル

非合成プレートガーダー橋の場合には、車両の加速、制動、地震等による水平力によって、床版がずれを生じるのを防ぐため、コンクリート床版にはスラブ止めが設けられる。スラブ止めは図-3.53のような構造とし、1m以下の間隔で設けるのが良い。

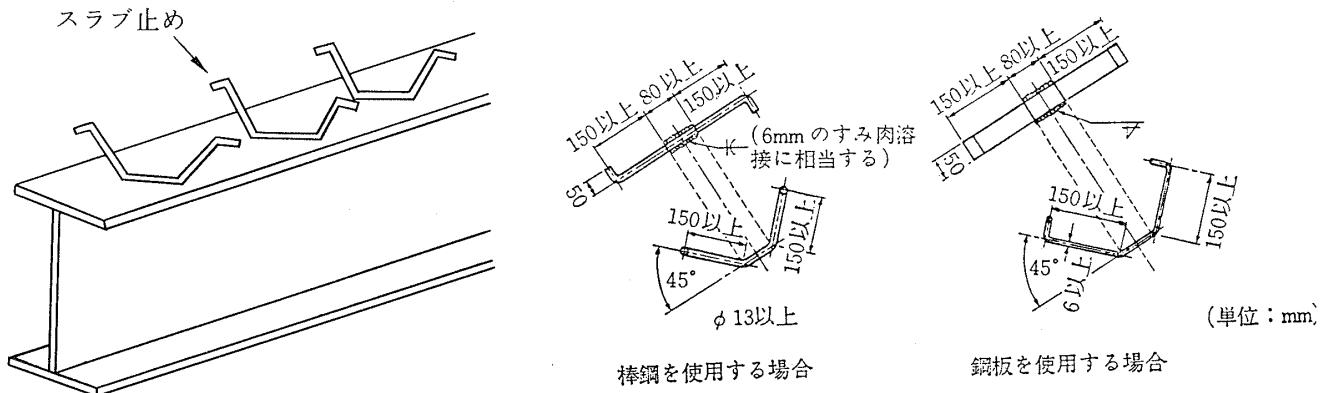


図-3.53 スラブ止め

(3) 合成プレートガーダー橋の種類

a) 活荷重合成プレートガーダー橋

鋼桁を両端の支承だけで支えた状態で、床版コンクリートを施工して合成桁とするものである。死荷重のうち、鋼桁、床版コンクリートの自重は鋼桁断面のみで抵抗させ、床版コンクリートが硬化し鋼桁と一緒にとなった後に作用する死荷重（舗装、地覆、高欄等）および活荷重に対しては合成断面で抵抗するものである。

活荷重プレートガーダー橋は、施工性、経済性に優れていることから支間50m未満の橋梁に広く利用されている。建設省では、支間25m～44mの範囲で標準設計図集が作成されている。

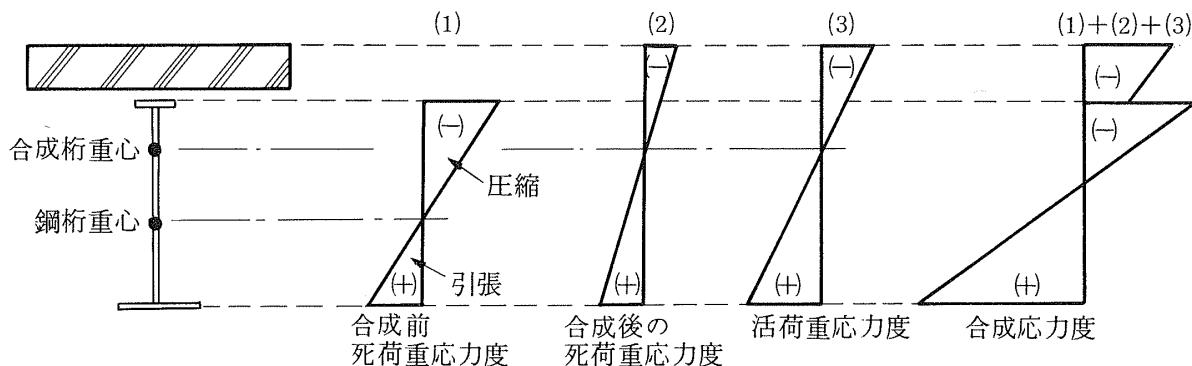


図-3.54 活荷重合成桁の原理

b) 死活荷重合成プレートガーダー橋

鋼桁を両端の支承と中間の仮支点とで支えた状態で床版コンクリートを施工し、コンクリートが硬化して合成効果が期待できるようになってから、中間の仮支点を取りはずして合成桁とするものである。この場合は死荷重の全部またはその大部分と活荷重とに対して合成桁として作用するので、活荷重合成プレートガーダーの場合より使用鋼材を節約できる。しかし、死活荷重合成プレートガーダー橋では、施工中における仮支点の沈下の影響が大きく、もしコンクリートの硬化前に沈下すると鋼桁に過応力を生じさせる不安な点がある。そのため施工条件が厳しくなって鋼材節約以上に架設費を要することが少くないので、現在ではほとんど採用されることがない。

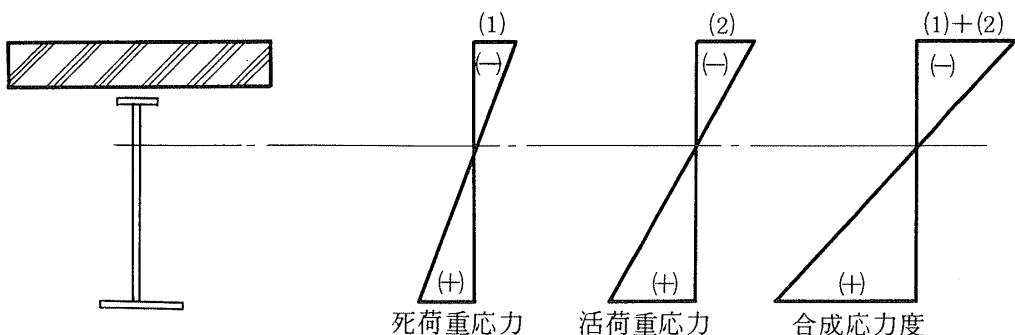


図- 3.55 死活荷重合成桁の原理

c) プレストレスト合成プレートガーダー、部分合成プレートガーダー橋

連続桁においては、荷重によって中間支点付近に負の曲げモーメントが生じ、床版には引張応力度が発生する。

この場合の設計法には、正の曲げモーメント発生区間のみ床版と鋼桁の合成作用を考慮し、負の曲げモーメント発生区間は非合成桁とする部分合成桁としての設計法と、負の曲げモーメント発生区間にプレストレスを導入し、床版に引張応力を発生させないプレストレスト合成桁として設計する方法とがあるが、いずれも負の曲げモーメント発生区間の床版が弱点になること、施工性に劣ることからあまり一般的な工法とはいえない。

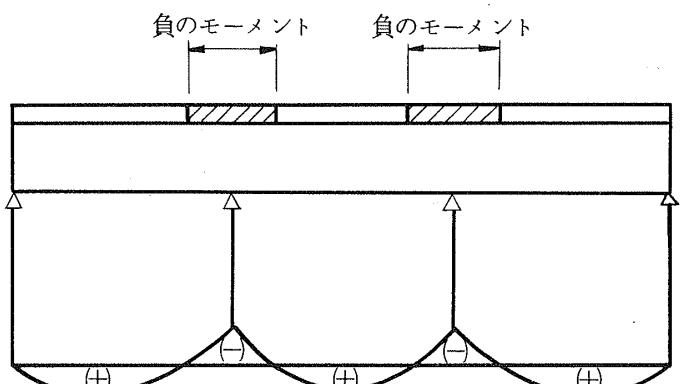


図- 3.56

(4) 主 桁

a) 主桁の本数および配置⁵⁹⁾

I げた橋の場合は、一般に腹板の高さを大きくして主げた本数を少なくした方が、鋼重も軽く経済的であるとされているが、主げたの本数と配置にあたっては、次のことに留意する必要がある。

- ① 鉄筋コンクリート床版の場合、重車両の増加に起因する破損例を勘案すると、支持げたの間隔を最大3m程度とし、大型車両通行の際の車輪の位置が床版支間の中央付近とならないよう主げた配置するのが望ましい。
- ② 床版片持部には、大きな曲げモーメントが加わるので、片持ち長さはあまり大きくしない方がよい。しかし、逆にあまり小さくすると雨水などが直接主げたにかかる機会を多くする。通常は床版の配筋、防水等を考慮して床版の片持ち長さを1.0～1.5m程度とするのがよい。
- ③ 床版の片持ち部と中間部の配筋が連続性をもつようねた配置とすること。
- ④ 並列げたの場合、各けたの剛性はほぼ等しくなるような配置が望ましい。さらに、各けたの受ける曲げモーメントをほぼ等しくして、同じ断面のけたを用いる方が製作上も有利となる。
- ⑤ 排水ますなどが主げた上にくると、排水装置の設計が複雑になり、ひいては床版の弱点ともなるのでこれを避けること。
- ⑥ 添架物がある場合は、これらとの位置関係に注意すること。

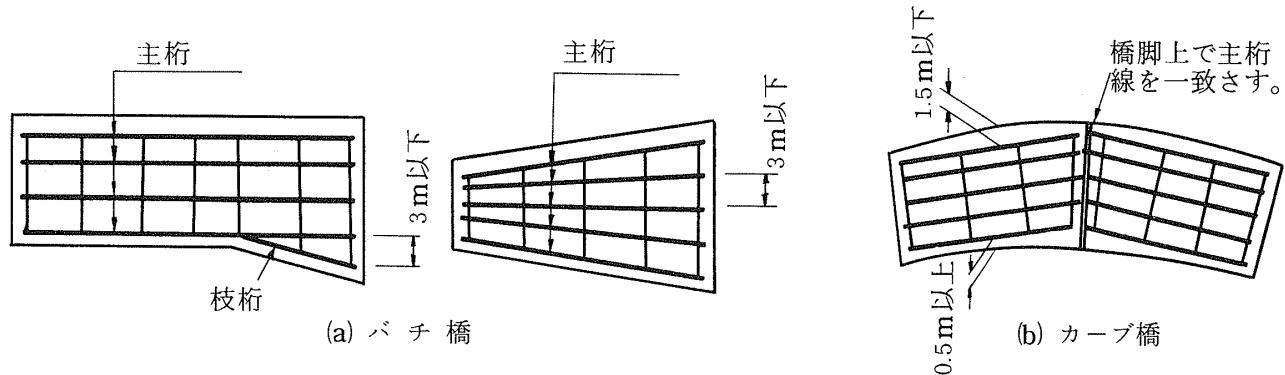


図-3.57 主 桁 の 配 置

b) 主桁断面⁶⁰⁾

I げたの断面は、主として曲げモーメントに対するフランジの最縁応力度によって断面が決定され、腹板のせん断応力度は、けた高の低い場合、連続げたの支点付近やゲルバーげたの架違い部等特別の箇所を除いて比較的余裕がある。したがって抵抗曲げモーメントに対して寄与の少ない腹板の断面積を少なくし、

かつ腹板高をできるだけ大きくする方が経済的とされているが、腹板高については、所要けた下空間、取付け道路高等などの条件によって制約を受ける場合が多い。さらに設計上は、次の点を考慮して主桁断面を決定しなければならない。

- ① フランジの溶接カバープレートは、原則として用いない。
- ② ウエブ厚は9mmを最小とする範囲で、なるべく薄くするものとする。
ただし、水平補剛材を2段使用する場合は10mmを最小とする。
- ③ フランジ幅は腹板高の1/3程度を最大とする。これはフランジ幅を腹板高に比べてあまり大きすると、せん断遅れによりフランジ断面の応力分布が均一でなくなるおそれがあるためである(図-3.58)。
- ④ フランジの最小幅は200mmとする。また腹板高さの1/8程度以上とするのがよい。これは輸送、架設中の剛性確保、支承との取合い、合成げたの場合のスタッドの配置等から付加される条件である。
- ⑤ フランジの最大厚は、現在の材料の入手の難易、溶接の施工性などから考えて、通常のIげた橋では、38mmとしてよい。
- ⑥ 多主げたの場合、各げたのフランジはなるべく板厚を統一し、材料の集約化を図るのがよい。

ウエブ高は以上の点を考慮して決定する必要があるが、支間に対する割合は一般に次の値を目安にすれば良い。

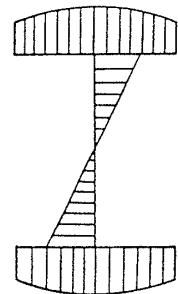


図-3.58 Iげたの応力分布

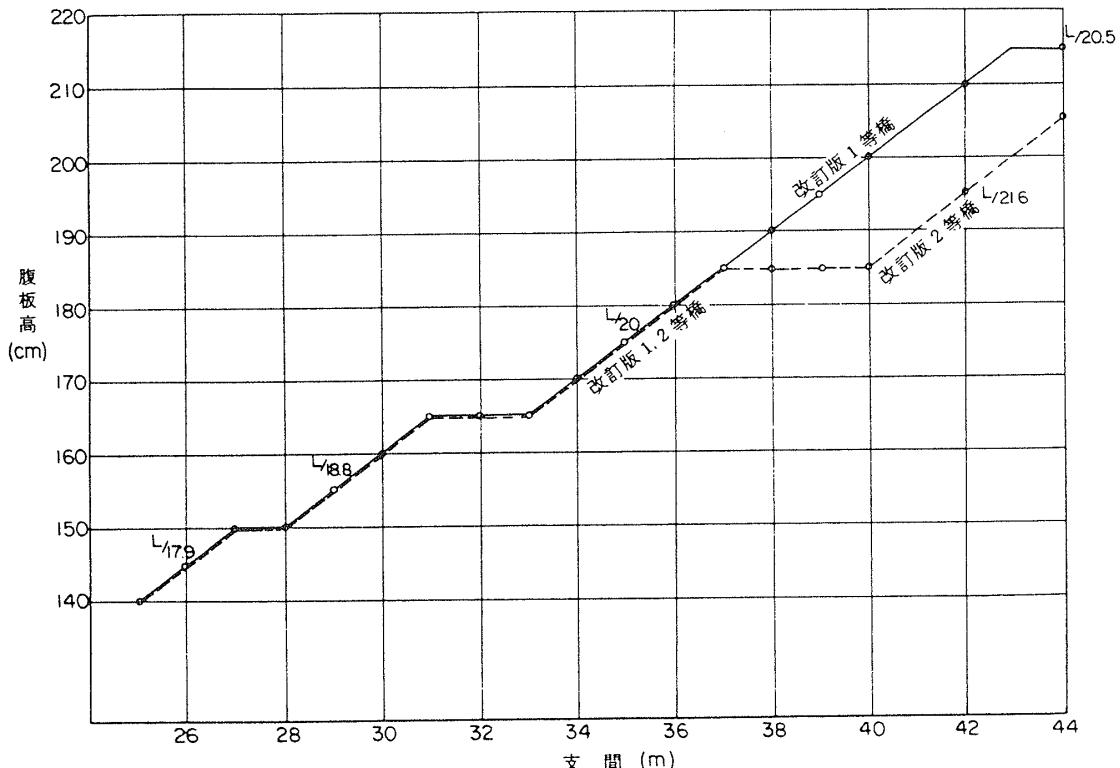


図-3.59 単純合成プレートガーダーの腹板高⁶¹⁾

単純非合成プレートガーダー $h = l/15 \sim l/17$

単純合成プレートガーダー $h = l/18 \sim l/21$

連続非合成プレートガーダー $h = l/18 \sim l/22$

c) 主桁の断面変化

プレートガーダー橋では、使用鋼材の節約を図る意味で、曲げモーメントに応じて主桁断面を変化させるのが一般的である。特に桁高が制限を受ける場合には、ウェブ高を変化させることもあるが、通常はフランジ幅、フランジ厚さを変化させている。

断面変化数の目安を表-3.15に示す。

断面変化点は、フランジの必要断面積を近似的に放物線とみなせば、図-3.60に示す図中の斜線部の面積を最大にする位置を選べば最も経済的な設計となる。この考え方従って断面変化位置を求める表-3.

15のようになる。

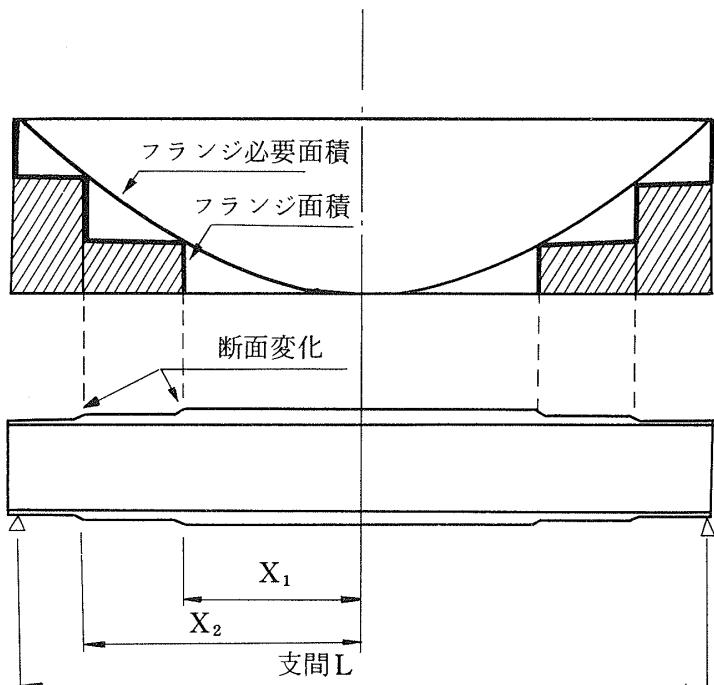


図-3.60

表-3.15 断面変化数及び断面変化位置⁶²⁾

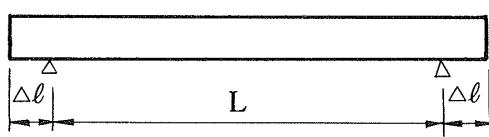
支間 L(m)	断面変化数	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄
20 ~ 24	1	0.333 L			
25 ~ 29	2	0.261 L	0.392 L		
30 ~ 44	3	0.219 L	0.328 L	0.419 L	
45 m 以上	4	0.190 L	0.286 L	0.364 L	0.435 L

表-3.16

d) 桁端部の張出し量

桁端部における支点からの張出し量は、主桁および支承の構造の他伸縮装置、排水装置、落橋防止装置等の取合いを考慮して決定しなければならないが、一般には表-3.16を目安とすれば良い。

支間 (L)	張出し量 ($\Delta\ell$)
25 m 未満	200 mm
25 m ~ 44 m	300 mm
45 m 以上	400 mm



e) 柄端切欠部の設計⁶³⁾

都市内の高架橋などにおいては、柄下の空間の制限を受けるため、柄端部を切欠くことがある。この場合の設計上の留意点を挙げると次のようになる。

- ① 切欠部腹板のせん断応力度は応力集中の影響を考慮して、単純なはりとしての計算値の1.7倍とする。
- ② 切欠部下フランジの曲げ応力度は応力集中の影響を考慮して、単純なはりとしての計算値の1.7倍とする。
- ③ 切欠部も一般部と同様、曲げとせん断による合成応力度の照査を行う。なお、この場合のそれぞれの応力度の値は①、②による。

- ④ 切欠部の溶接部の応力集中は、①のせん断応力で腹板の応力照査をしておけばとくに照査する必要はない。
- ⑤ 割込みフランジ長さ ℓ は、けたの切欠深さ h' 程度とする(図-3.61)。
- ⑥ 割込みフランジ端には補剛材を設ける必要はない。
- ⑦ 補剛材の断面積は切欠かれた下フランジ断面の70%以上とする(図-3.61)。
- ⑧ 割込みフランジ先端の腹板にもいくらかの応力集中が見られるので、腹板厚さの変化位置は割込みフランジ先端から $h/5$ 以上離し、その間は切欠部と同一腹厚とする(図-3.61)。

ただし、合成けたなどで中立軸が床版の中に入る場合には、コンクリートに引張応力が作用することになるので、この種の構造を避けるとか、あるいは、より詳細な応力検討を行うなどにより慎重な配慮をする必要がある。

(5) 横構⁶⁴⁾

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 主けたと共同して一種の準箱けたを形成する。しかし、この効果は余剰耐力と考える。

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。一般的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。

横構の形式選定上の基本は、

- 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。

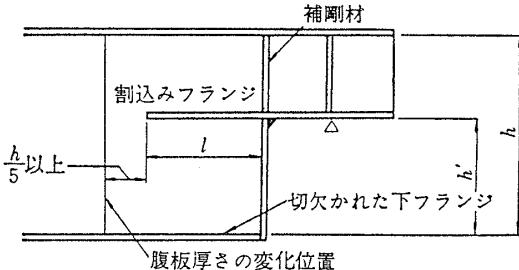


図-3.61 けた切欠部

- ② 3主げた以上の場合、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。

図-3.62に横構の配置例を示す。

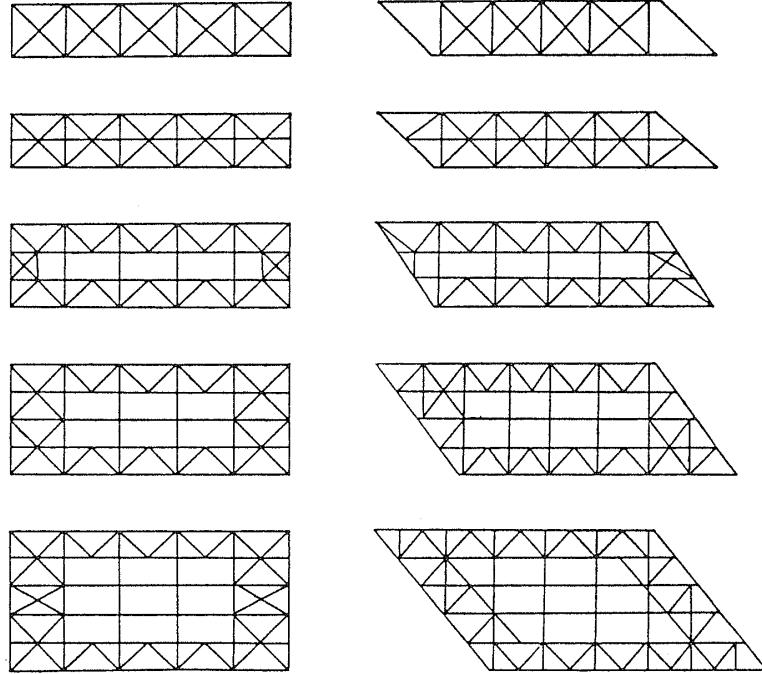


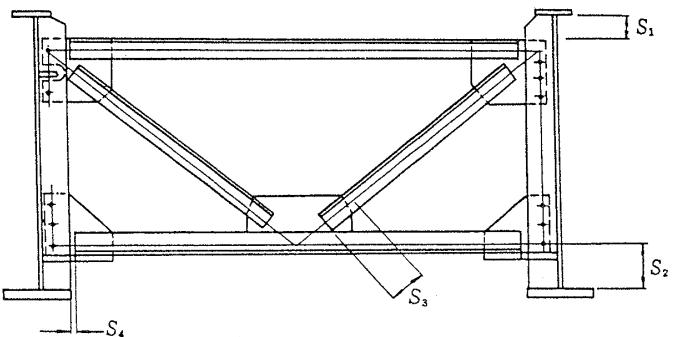
図-3.62 横構の配置

(6) 中間対傾構および端対傾構⁶⁵⁾

a) 中間対傾構

中間対傾構は次のような機能を有すると考えられる

- ① 主げたの横倒れを防止して安定させ、主げたを計算どおりのはりとして挙動させる重要な役割をもっている。
- ② 主げたの相対変位を規制し、床版を保護するとともに、荷重分配作用に寄与する。ただし、分配横げたを用いる場合、対傾構による分配効果は余剰耐力として計算に入れない。
- ③ 横荷重に対して主げた、横構および中間対傾構からなる平面トラス系を形成する。
- ④ 架設時の位置決めに必要な部材とする。



S_1 : 型わく、塗装の作業性から100mm以上。
 S_2 : 端対傾構や横構の寸法や沓との取合いから決定される。
 S_3 : 溶接長の照査を行うこと。
 S_4 : 10~15mmを標準とし、対傾構のふりまわしが容易にできること。

図-3.63 中間対傾構の構造詳細

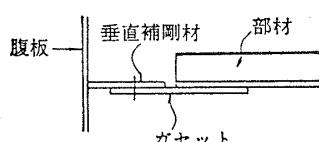


図-3.64 ガゼットと垂直補剛材の連結

ガゼットと垂直補剛材の関係は偏心を少なくするため、なるべく図-3.64のようにするのがよい。

その他の細目寸法の標準を図-3.65に示す。

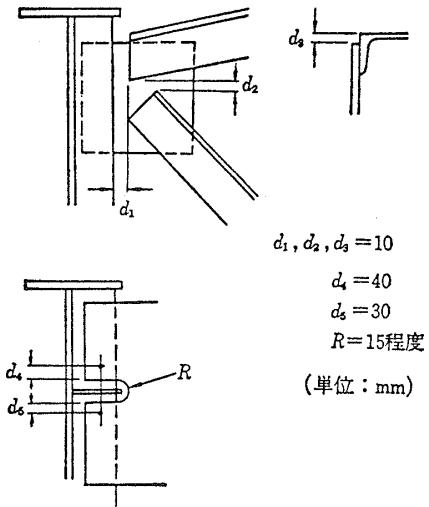


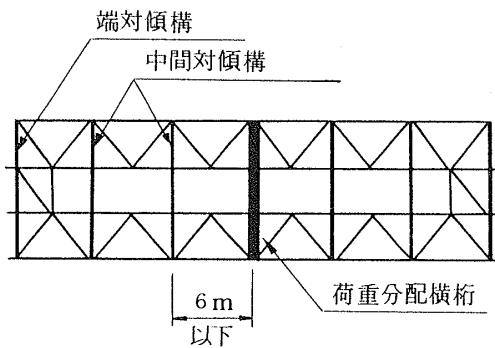
図-3.65 その他の構造詳細

b) 端対傾構

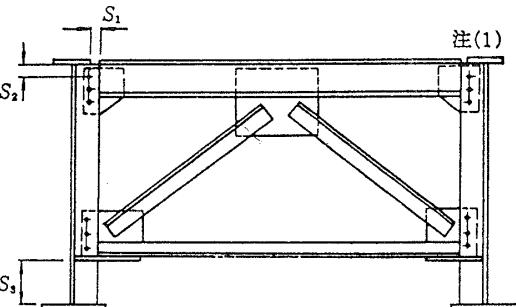
端対傾構は次の機能を有する。

- ① 主げたの位置を確認し、ねじれ変形を拘束する。すなわち鉛直荷重、水平荷重等により主げたに加わるねじりモーメントを支承位置における鉛直力の成分に変換する。
- ② 通常、橋端部の床版は増厚して端対傾構の上弦材と結合させるが、この上弦材は輪荷重を支持できるように設計する。

対傾横の断面構成は一般的に山形鋼(アングル)、CT形鋼によってなされ、ガセットプレートで主桁のフランジ及びウェブに取り付けられる。

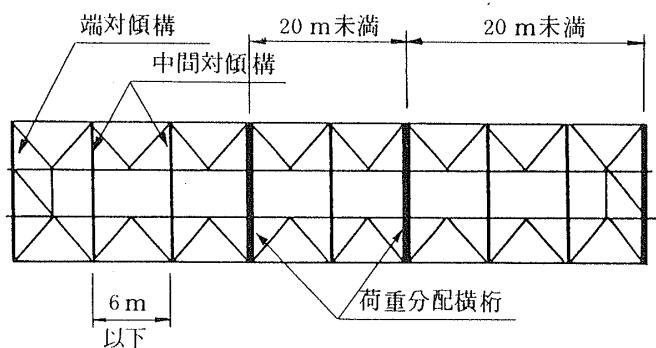


(a) 支間 < 40 m の場合



注(1)：主げたフランジと溝形鋼上面はそろえた方が型わくの施工性がよい。したがって多主げたの場合、橋端部の上フランジ厚をなるべくそろえた方がよい。
 S_1 : 10~15mmを標準とする。斜橋や幅の広い溝形鋼を使う場合には、対傾構のふりまわしがきかず架設が困難となることがあるので注意を要する。
 S_2 : 70~90mmを標準とする。
 S_3 : ガセットの締じボルトまたはリベットの施工およびアンカーボルトの施工性等が容易にできるよう 250~300 mmを標準とする。

図-3.66 端対傾構の構造詳細



(b) 支間 ≥ 40 m の場合

図-3.67 対傾構、荷重分配横桁の配置

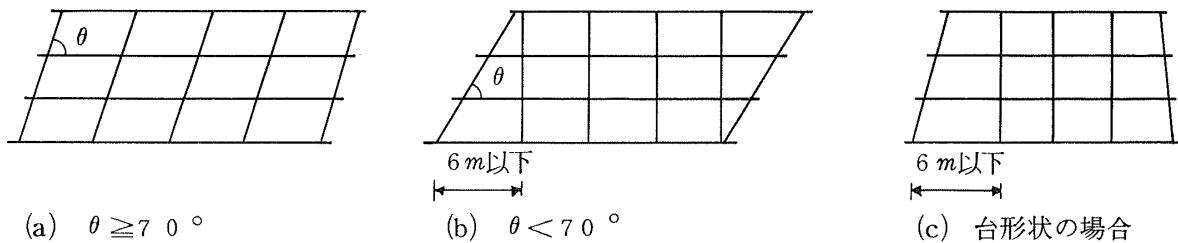


図- 3.68 斜橋における横桁の配置

(7) 荷重分配横桁

主桁が 3 本以上で、支間が 10 m 以上の場合には、各主桁の相対たわみによって床版に悪影響が及ぶのを防ぐために、主桁間に剛な（格子剛度が 10 度）荷重分配横桁を 20 m 以内の間隔で設ける。

荷重分配横桁には、普通主桁と同じ I 形断面を用いる。（主桁高さの約 70 % 程度）

斜橋では、格子剛度が著しく低下する。このため、斜角が 70 度未満の場合には主桁に対し直角に取付ける。
(図 - 3.68)

格子曲げ剛度は次式で示される。

$$Z = \frac{I_Q}{I} \left(\frac{\ell}{2a} \right)^3$$

ここに Z : 格子曲げ剛度

I_Q : 荷重分配横桁の断面 2 次モーメント

I : 主桁の断面 2 次モーメント

ℓ : 支間長 , a : 主桁間隔

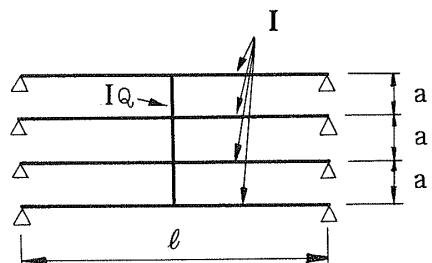


図- 3.69

(8) 補剛材

補剛材には主としてウェブのせん断座屈に対する垂直補剛材と、主としてウェブの曲げ圧縮座屈に対する水平補剛材がある。垂直補剛材は同時に補剛材に作用する集中荷重を腹板にも適当に分布させ、その局部座屈を防ぐ役目もするので、支点、対傾構取付け部などには必ず設ける。

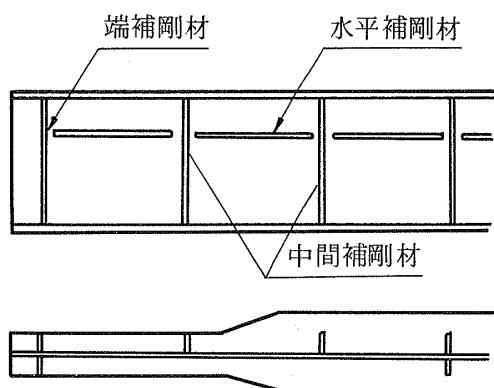


図- 3.70

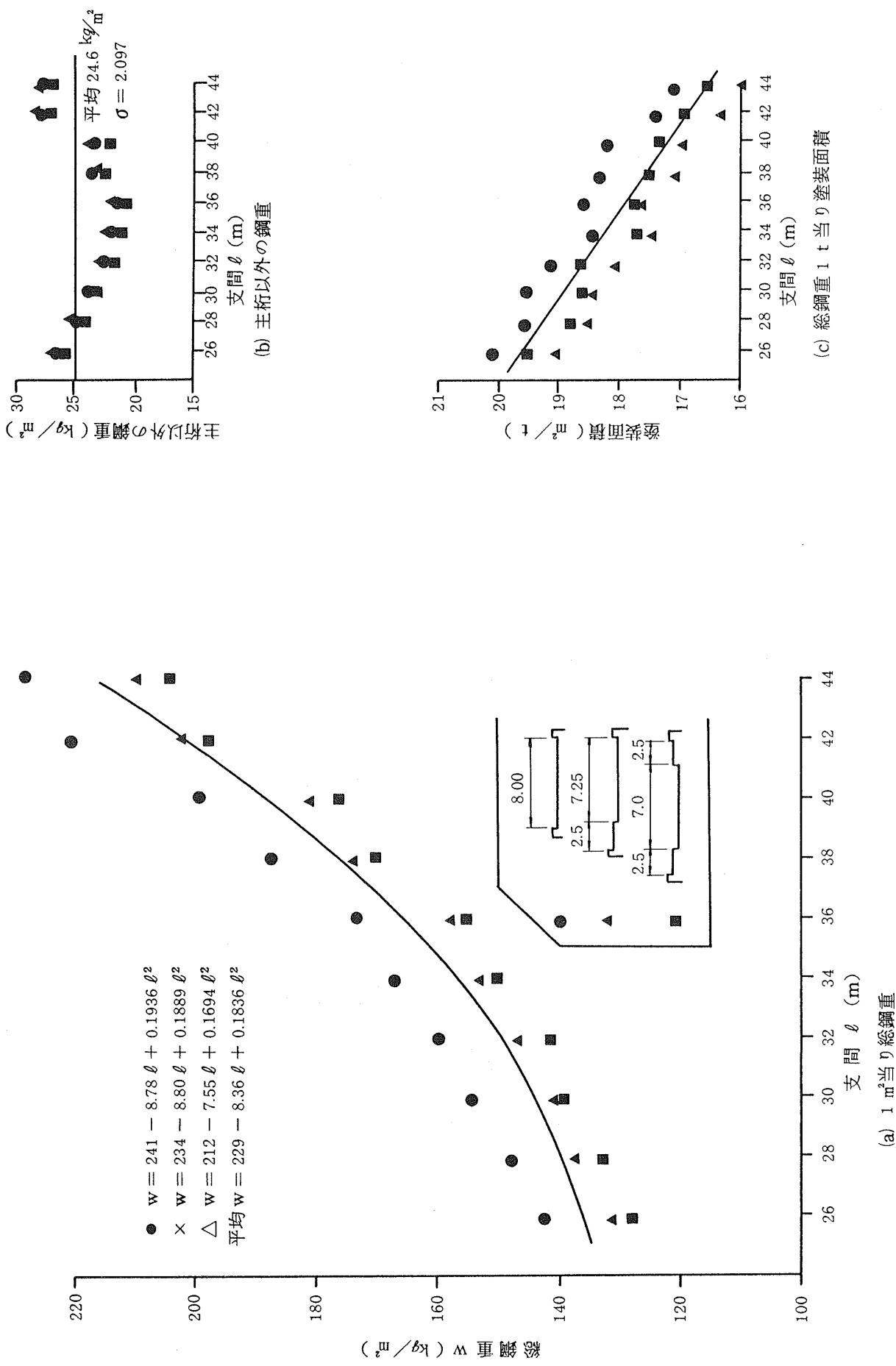


図-3.71 活荷重合成プレートガーダー橋の鋼重、塗装面積

3.3.4 H形鋼桁橋

(1) 概 説

H形鋼桁橋は、プレートガーター橋の主げたのかわりに、大型の圧延H形鋼(材質SM50Y)を使用したプレハブ橋梁である。

表-3.17 主げた・横げた使用鋼材⁶⁶⁾

H鋼シリーズ	主げた用H形鋼 (SM50Y)	分配横げた (SS41, SM50Y)	端横げた (SS41)	中間横げた (SS41)
700×300	692×300×13×20 700×300×13×24	H 400×200 ×8×13	H 400×200 ×8×13	
800×300	792×300×14×22 800×300×14×26	H 596×199 ×10×15	H 596×199 ×10×15	H 350×175 ×7×11
900×300	890×299×15×23 900×300×16×28 912×302×18×34			

合成H形鋼桁橋の利点は、

- ① H形鋼をそのまま用いるので、溶接プレートガーダーのように鋼板の切断、溶接などの加工が不要であるため、発注者側にとって製作工程に対する心配がない。
- ② 標準設計が準備されているから、図面作成、設計々算が不要であり、大量の発注に対しても納期が早い。
- ③ 現場施工が容易であり、架設費が安くなる。

等が挙げられる。一方、欠点としてはプレートガーダーに比して鋼重がやや大きくなることが挙げられるが、全体の工事費ではプレートガーダーよりかなり安くなる。

適用範囲は、支間10m～25mまでである。支間が25m以上になるとH形鋼の最大サイズが限定されることから、主桁を密に配置せねばならず、鋼重が増えて合成プレートガーダー橋よりコストが高くなる。

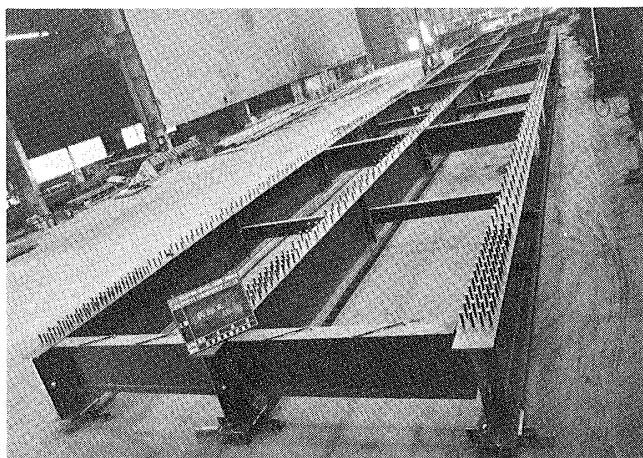


図-3.72 活荷重合成H形鋼桁橋

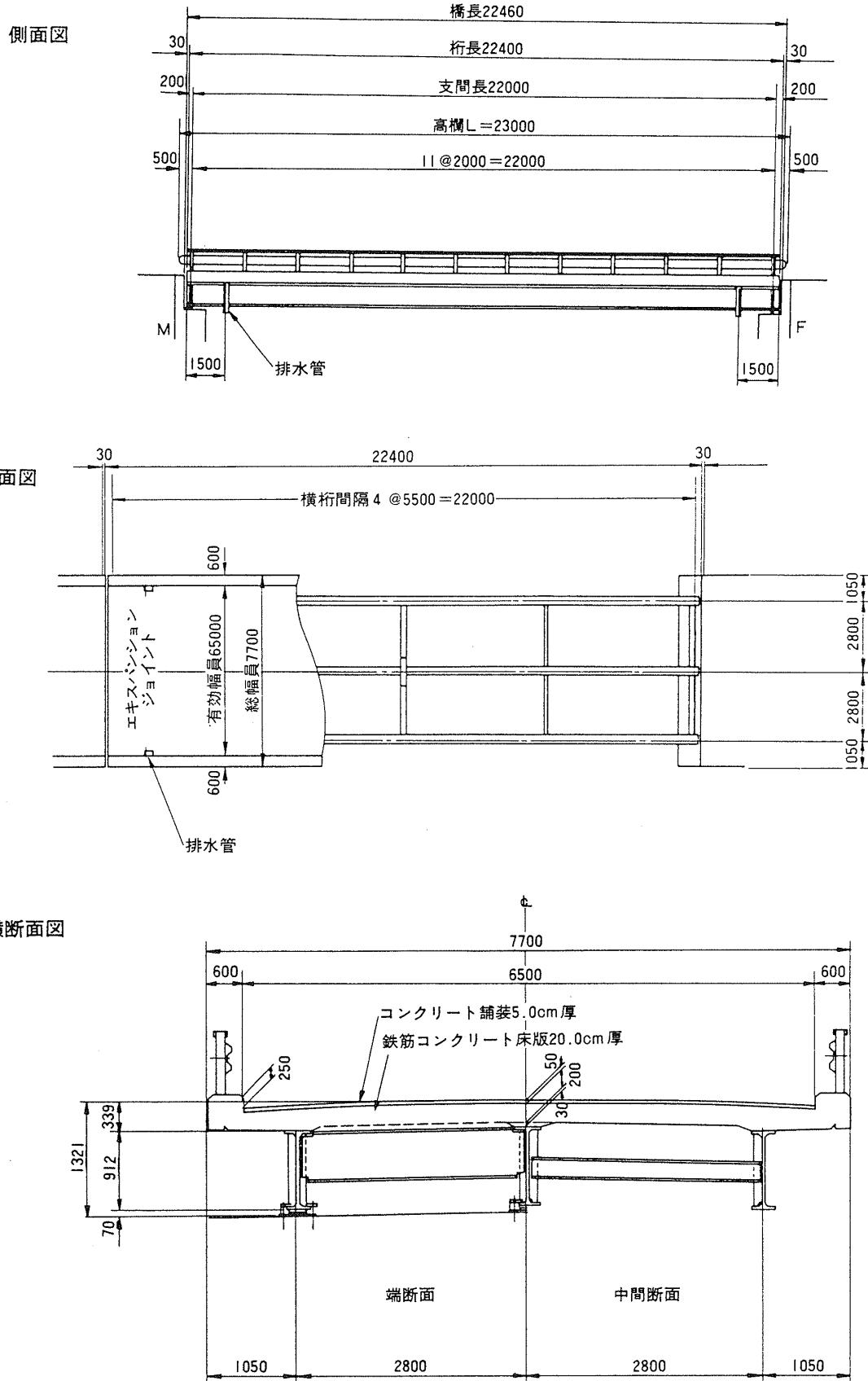


図-3.73 活荷重合成H形鋼桁橋設計例⁶⁷⁾

(2) 合成・非合成げた橋の比較

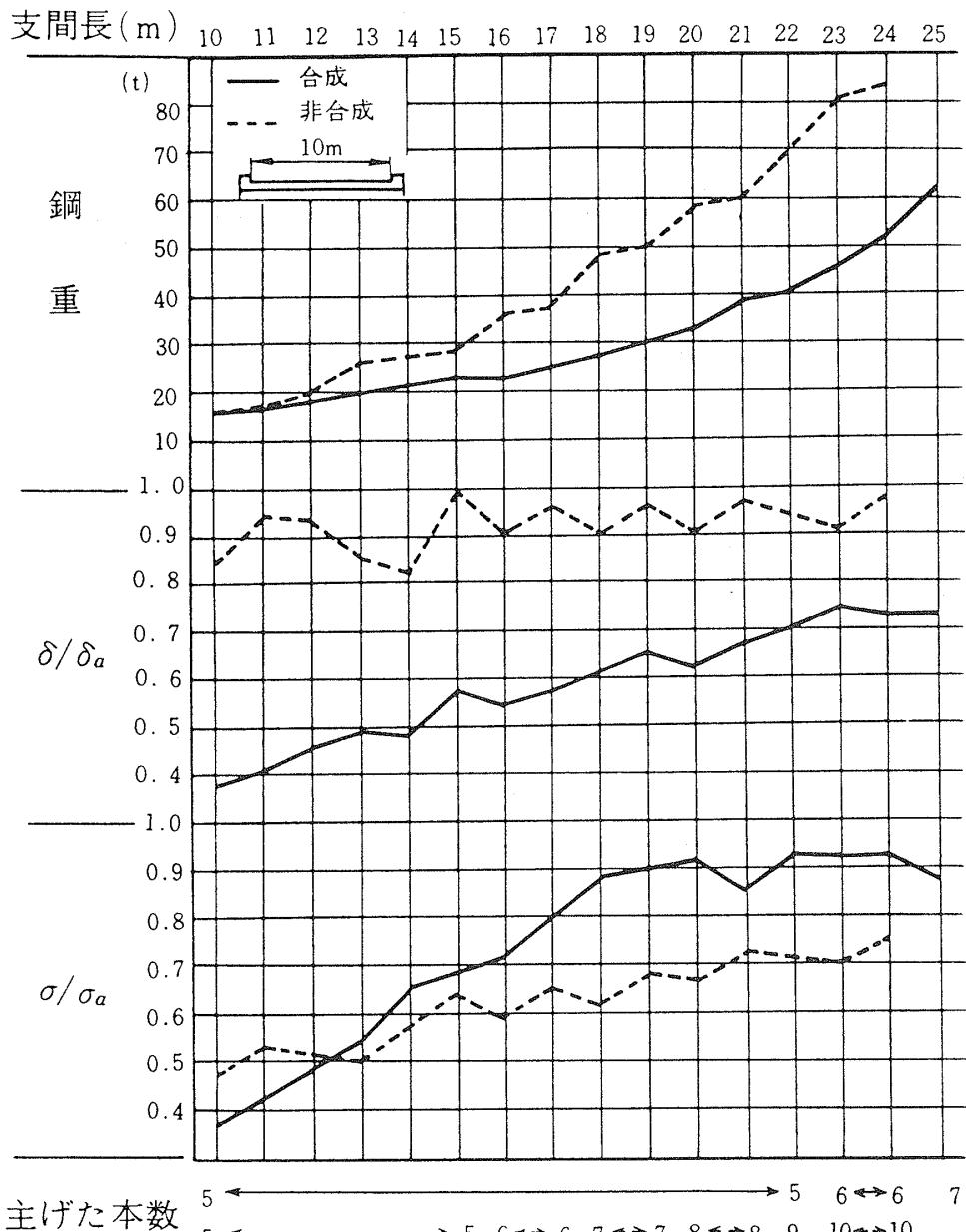


図-3.74 合成、非合成げた橋に対する設計比較⁶⁸⁾

幅員10 mの道路橋に対して合成H形鋼橋と非合成H形鋼橋についての比較設計の結果を図-3.74に示す。この結果から次のことが推察される。⁶⁹⁾

- ① 非合成げた橋の場合は、たわみ制限が大きな制約条件となり、支間の増大と共に主げた数が増大する。
- ② その結果、鋼重も倍近くになり、応力度は70%以下と効率が悪い。
- ③ 主げた数の急増に伴って、その間隔は1 m近くになり、横げたの構造やその取り合いも不都合になる。すなわち、H形鋼橋のように既製品を利用する場合では、その断面性能上から形式が左右され、この種の上部工が最も利用される支間範囲では合成げた橋での設計が妥当である。

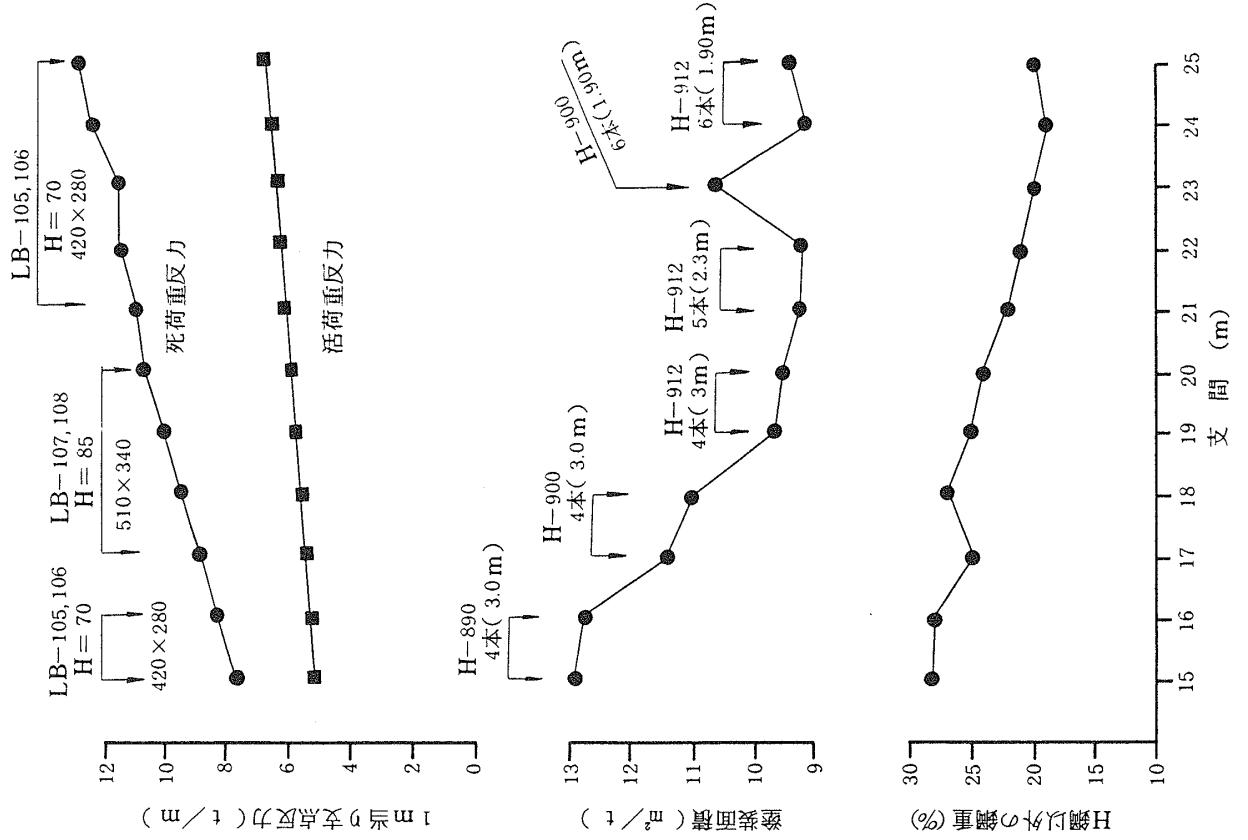


図-3.76 H鋼以外の鋼重の占める割合

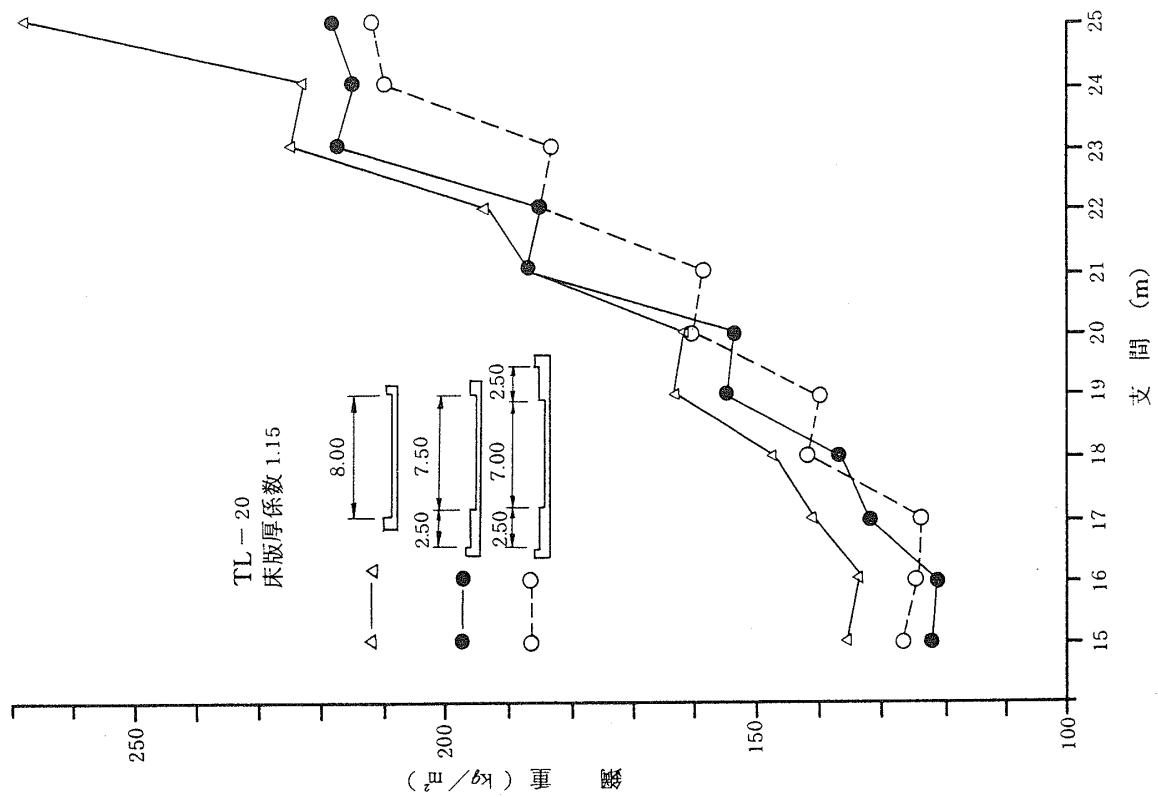


図-3.75 活荷重合成H形鋼桁橋の鋼重

3.3.5 合成床版橋

合成床版橋は、図-3.77に示すようにフランジ外面に突起のついたT形鋼（突起付T形鋼、DFT）と耐候性鋼板からなる鋼床版に膨張コンクリートを充填した床版橋である。フランジ外面についての突起でコンクリートのズレを防止することにより、鋼床版とコンクリートの一体化を図るために設計されたもので、通常の橋梁に比べて、桁高を著しく低くおさえることができる。

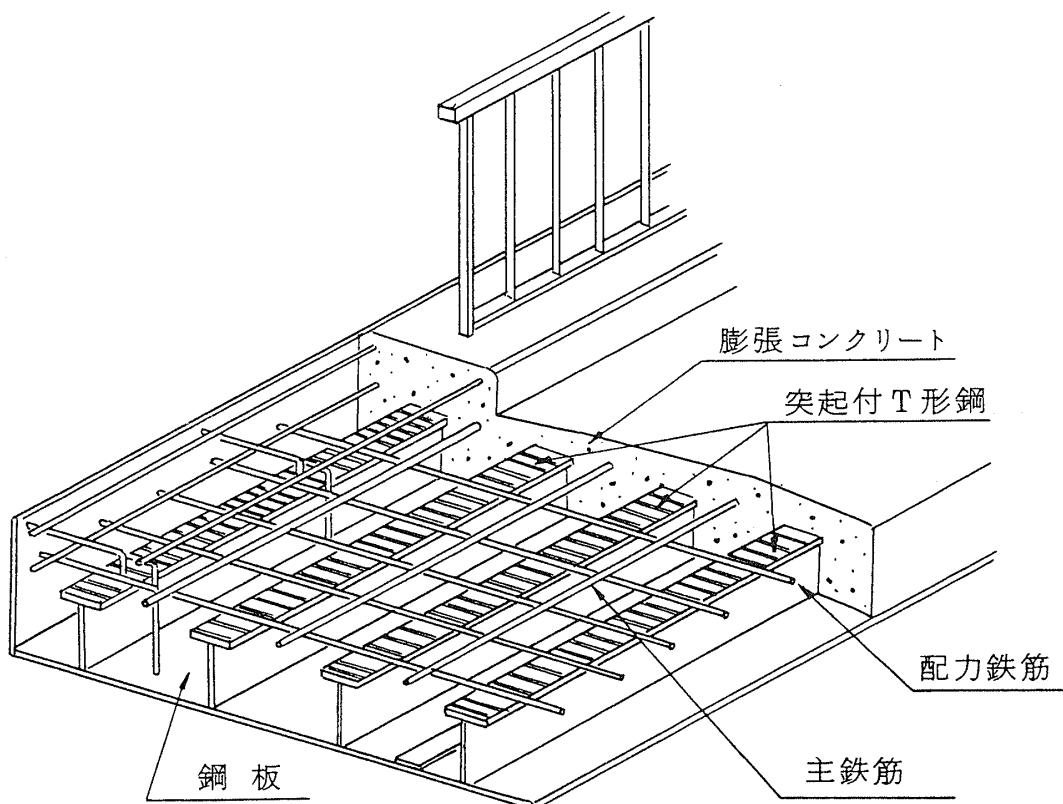


図-3.77 合成床版橋梁の概念図⁷⁰⁾

特長

- ① フランジ上面の横ふし突起によってコンクリートと鋼床版の一体化を図るためスタッドなどのずれ止めを必要としない。
また、鋼床版に膨張コンクリートを全充填するため、床版橋の曲げ剛性が高く、活荷重によるたわみが小さい。
- ② 支間に対する桁高比は、図-3.78に示すように、支間10～24mの道路橋では1/33以下である。この桁高比は、鋼床版1/30～1/26、PC中空床版1/22、ポストテンPC桁1/20、プレテンPC桁1/18などに比して著しく低く、同一径間の従来の橋梁より桁高を低くできる。
- ③ 鋼床版はそれ自体十分な剛性があり、コンクリート打設時の支保工は不要。また下面には鋼板があるので、型枠も不要。

- ④ コンクリートの打設施工が簡単でかつ安全に作業ができる、工期も著しく短縮できる。
- ⑤ 耐候性鋼板を用いることにより再塗装などの維持管理を低減できる。

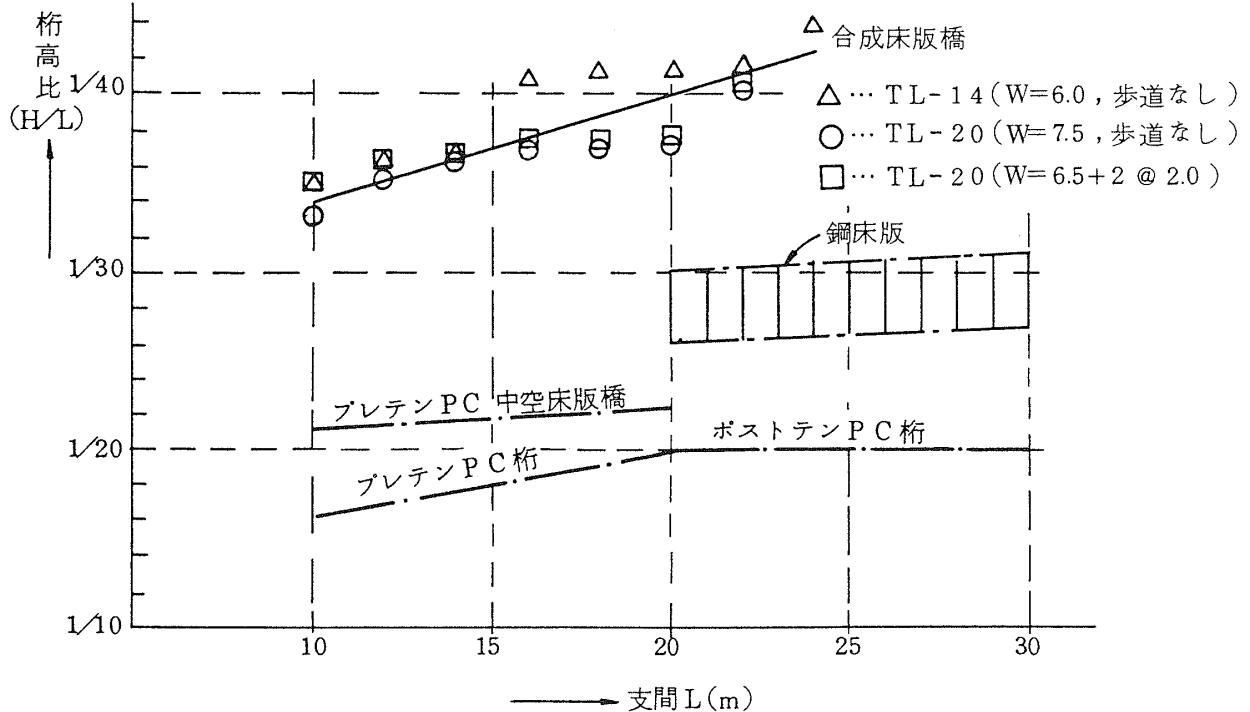


図- 3.78 支間と桁高比の関係⁷¹⁾

短 所

- ① 橋面積1平方米当りの使用鋼材が多く、活荷重合成H形鋼桁橋、PCプレテンホロー桁、PCプレテンT桁等の橋梁に比べて1.5～2.0倍の工費を要す。
- ② コンクリートの片面が鋼板で拘束されているため、乾燥収縮によってコンクリートにひび割れが発生する恐れがある。

3.3.6 プレビーム合成桁橋

プレビーム合成桁は構造的には鋼桁と鉄筋コンクリート床版をずれ止め（スタッドジベル）を用いて合成させた合成桁であるが、その製作・施工の過程において普通の鋼合成桁と異なっている。プレビーム合成桁は、工場において鋼桁下フランジに曲げ変形を与える（プレフレクション）た状態で、このフランジのまわりにコンクリートを打ち、コンクリートが硬化してから鋼桁に曲げ変形を与えた拘束を解除（リリース）して、鋼桁およびコンクリートにプレストレスを導入し、この状態で架設現場へ輸送する（図-3.79）。従って、プレビーム自体が普通の合成桁の鋼桁に相当するので、桁高の割に活荷重によるたわみが小さいため、桁高制限を受ける場合に有利である。また、鋼桁がコンクリートによって被覆されていることから塗装費が不要であり、維持管理費はコンクリート桁と同様である。

プレビーム合成桁の最大の欠点

は、製作費が非常に高いことである。支間 20m 程度であると、PC 桁、鋼合成 H 桁等に比べて約 2 倍の工費がかかる。

載荷状態	応力抵抗面	たわみ抵抗面	適要
(a)	I	I	所定のそりを与えた I 型断面の鋼材を用意する
(b) P プレフレクション荷重	I	I	Pなる荷重を載荷し設計モーメントを包含するような曲げモーメントを与える
(c)	[]	[]	(b)の状態のまま下フランジコンクリートを打設する
(d) リリース	I	I	荷重 P を除去すると下フランジコンクリートに圧縮力が導入され、プレビームが完成する
(e)	[]	[]	プレビームを架設し腹部、横けた、床版コンクリートを打設する
(f) 後死荷重	I	I	プレビームと床版コンクリートが合成され、後死荷重が作用する
(g) 活荷重	I	I	活荷重が作用する

図-3.79 プレビーム合成桁の施工順序⁷²⁾

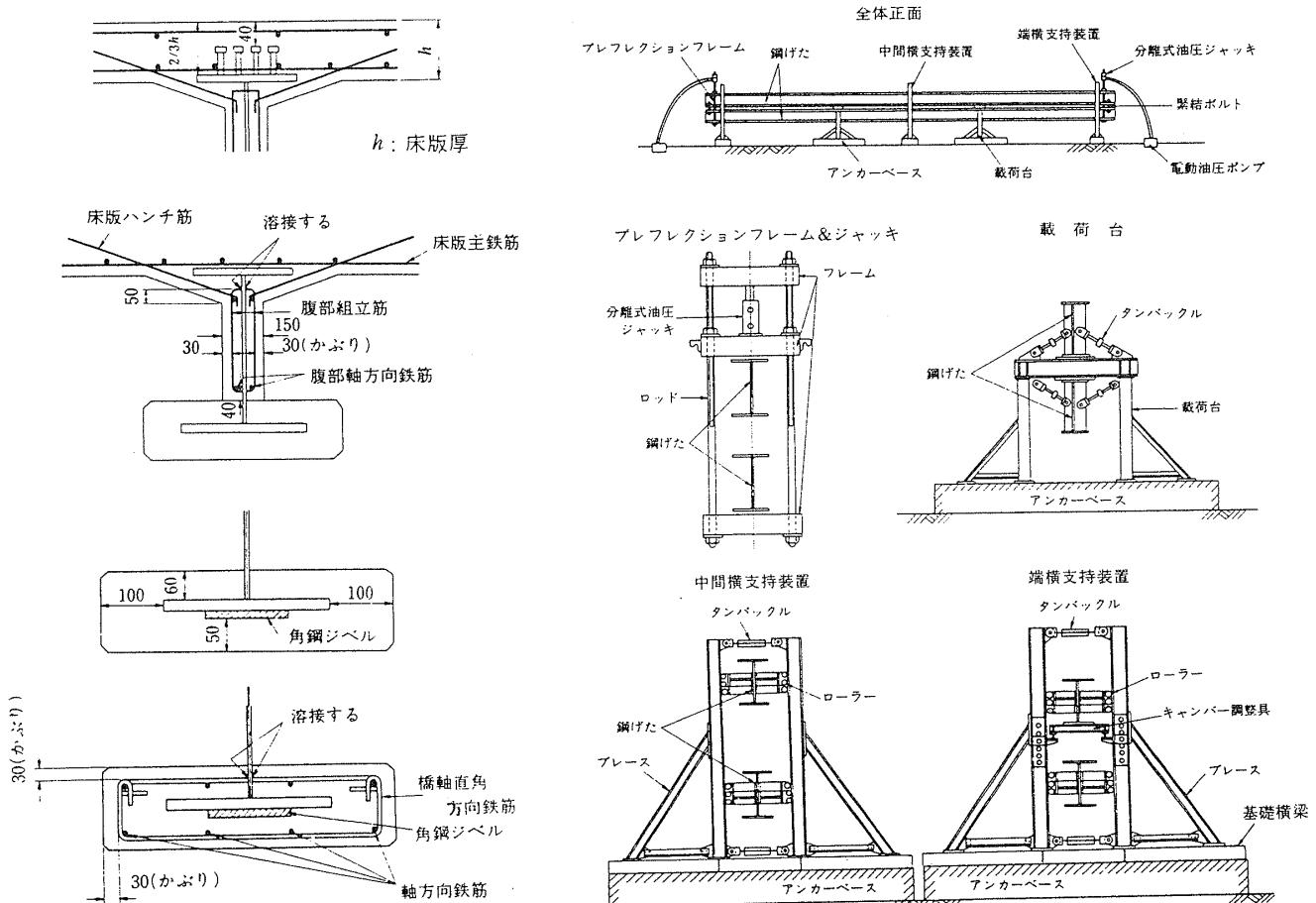


図-3.80 詳細図⁷³⁾

図-3.81 プレフレクション装置⁷⁴⁾

3.3.7 その他の鋼橋

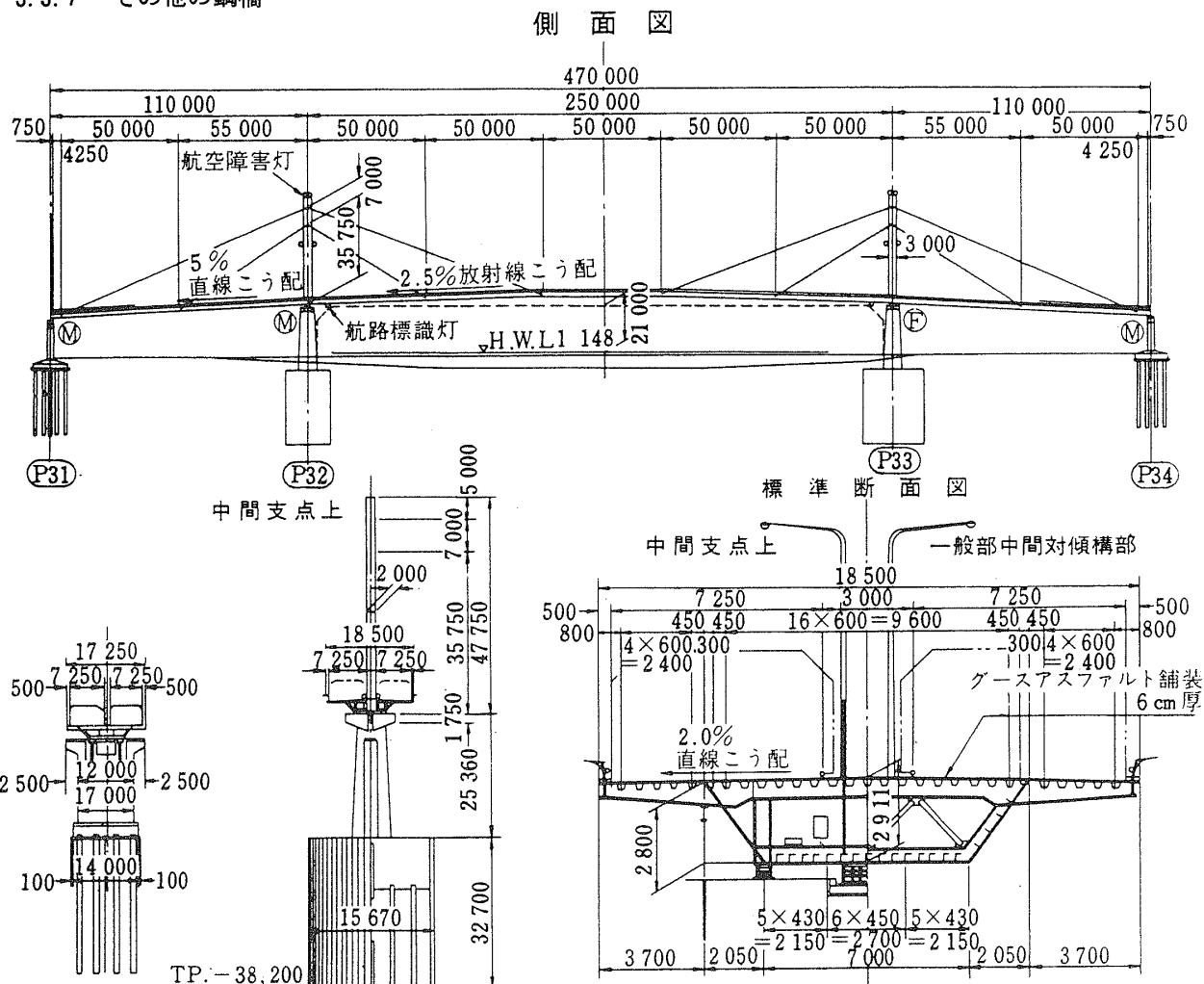


図-3.82 末広大橋(徳島県)⁷⁵⁾
3径間連続斜張橋

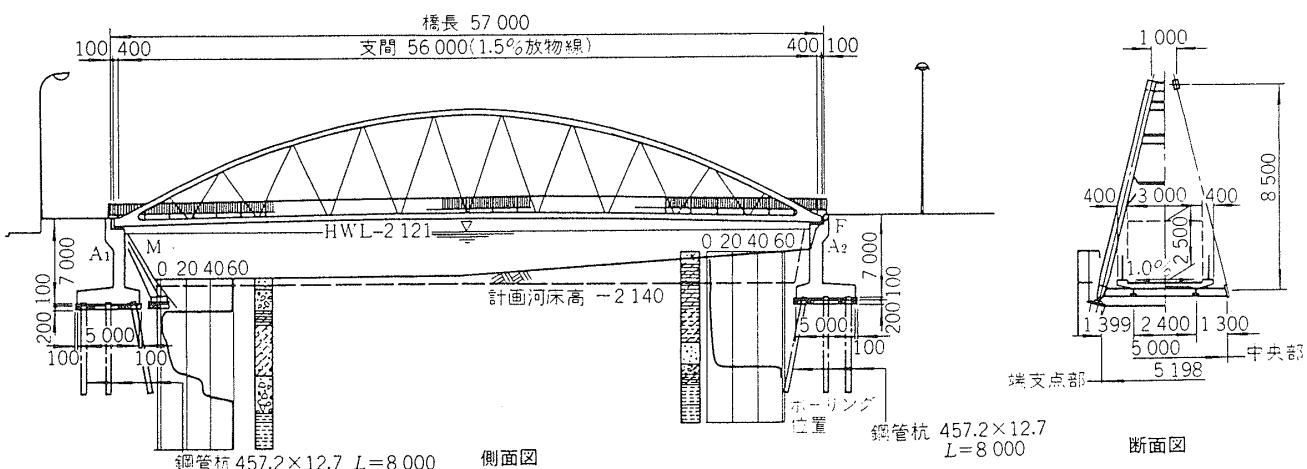


図-3.83 アルパカーキ橋(長崎県)⁷⁶⁾
バスケットハンドル型ニールセンローゼ桁歩道橋

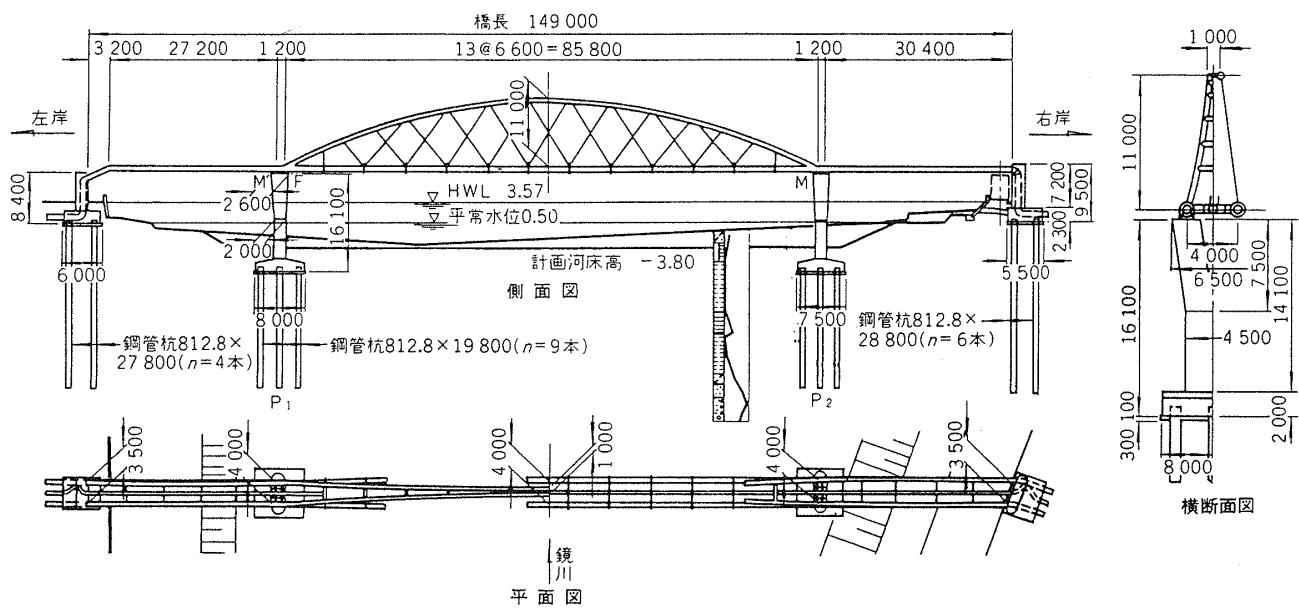


図-3.84 鏡川水道橋（高知市）⁷⁷⁾
バスケット式ニールセン系ローゼ補剛水管橋

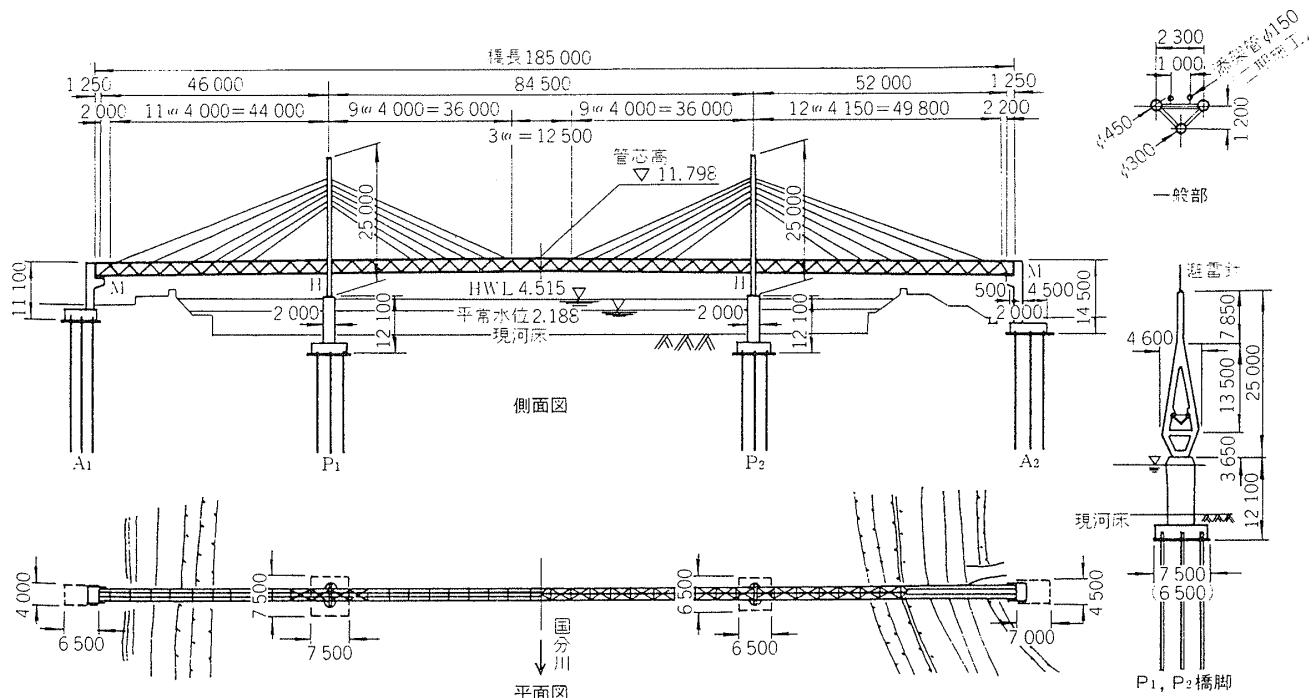


図-3.85 国分川水管橋（高知市）⁷⁸⁾
3径間連続斜張橋

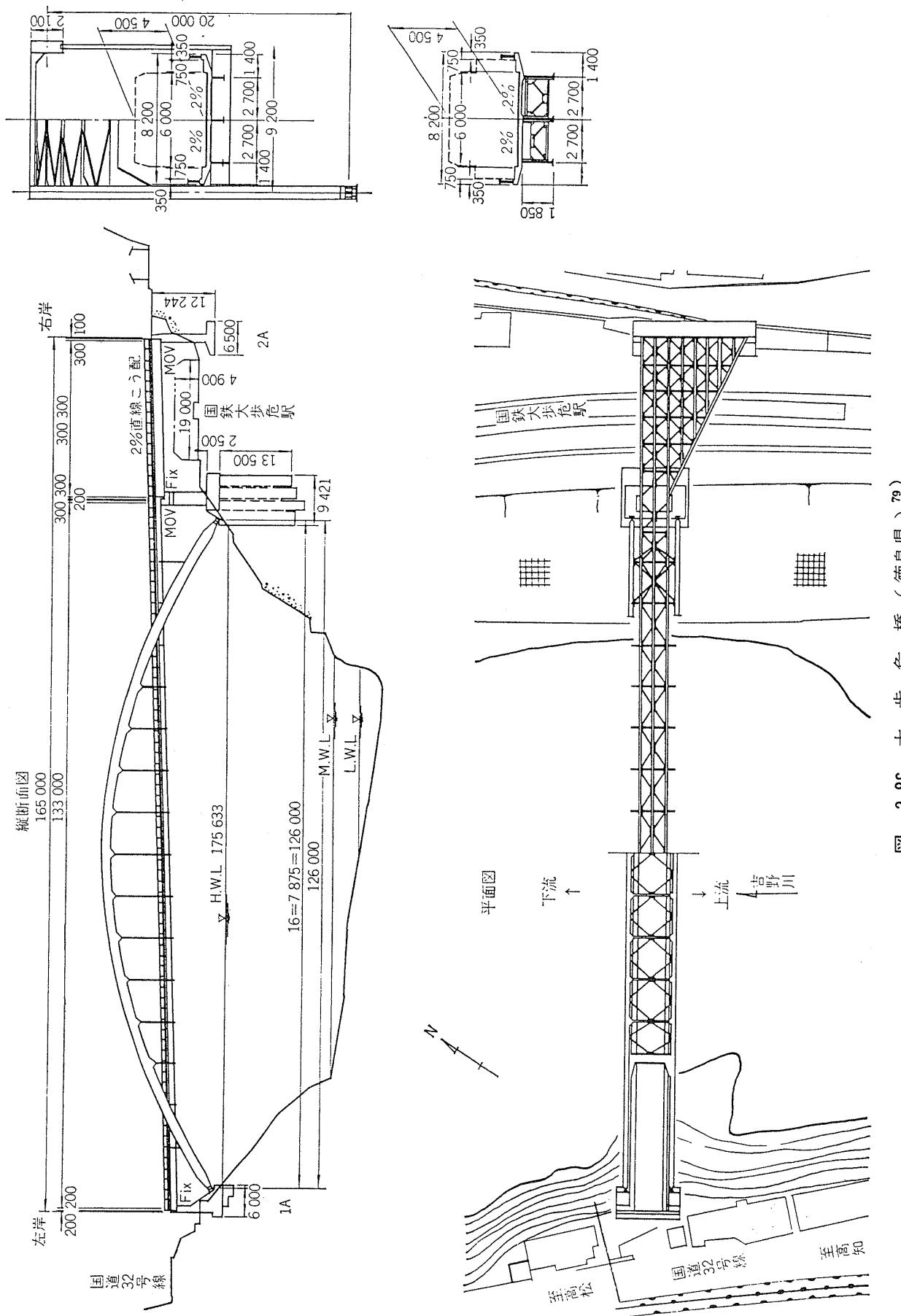


図-3.86 大歩危橋（徳島県）
2ヒンジ中路アーチ橋

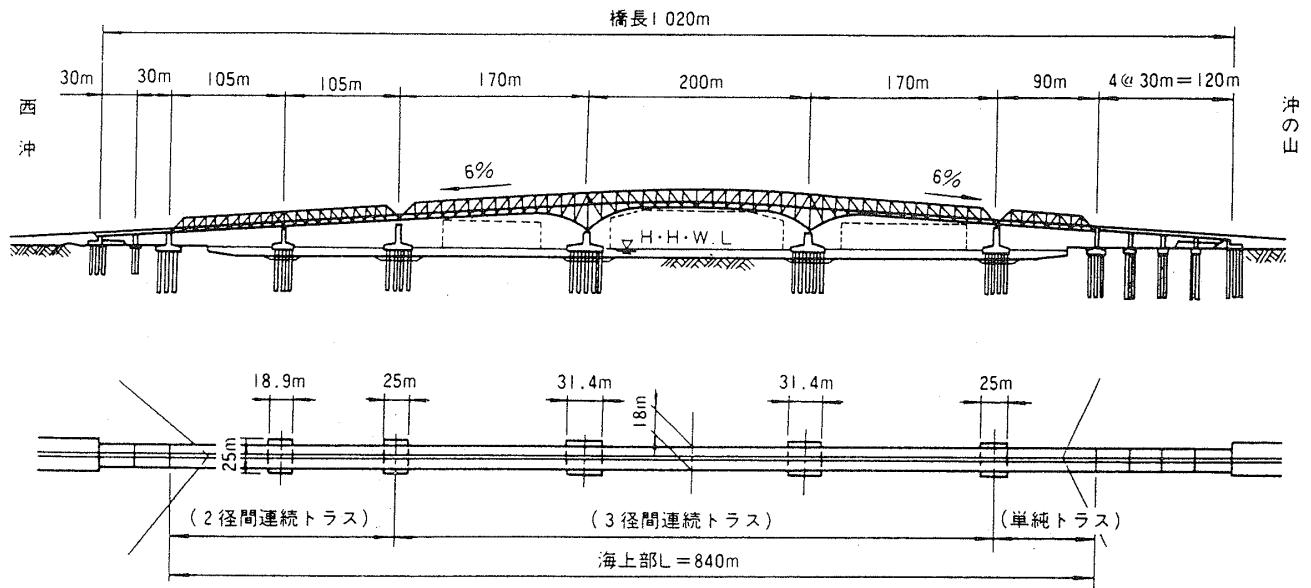


図-3.87 興産大橋(山口県宇部市)⁸⁰⁾
下路式3径間連続トラス

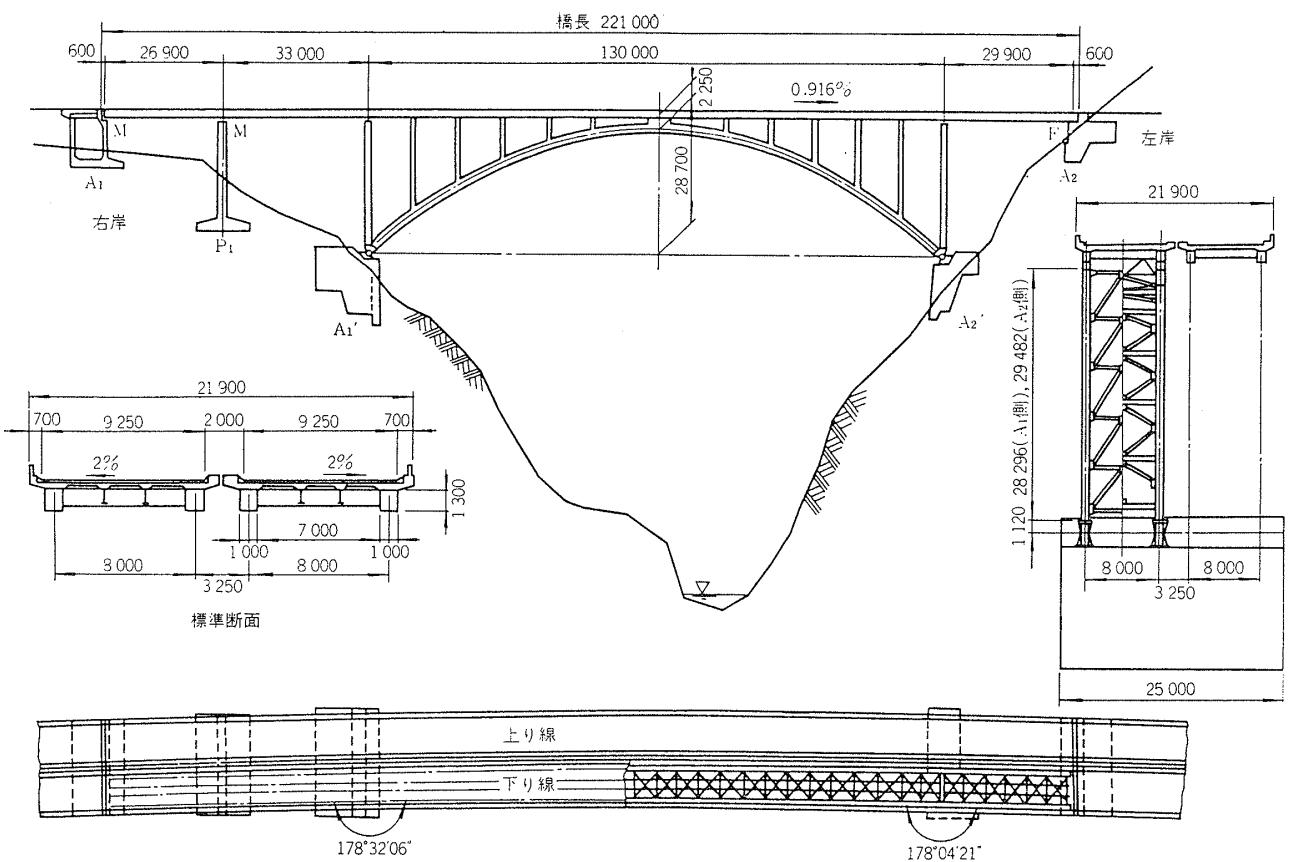
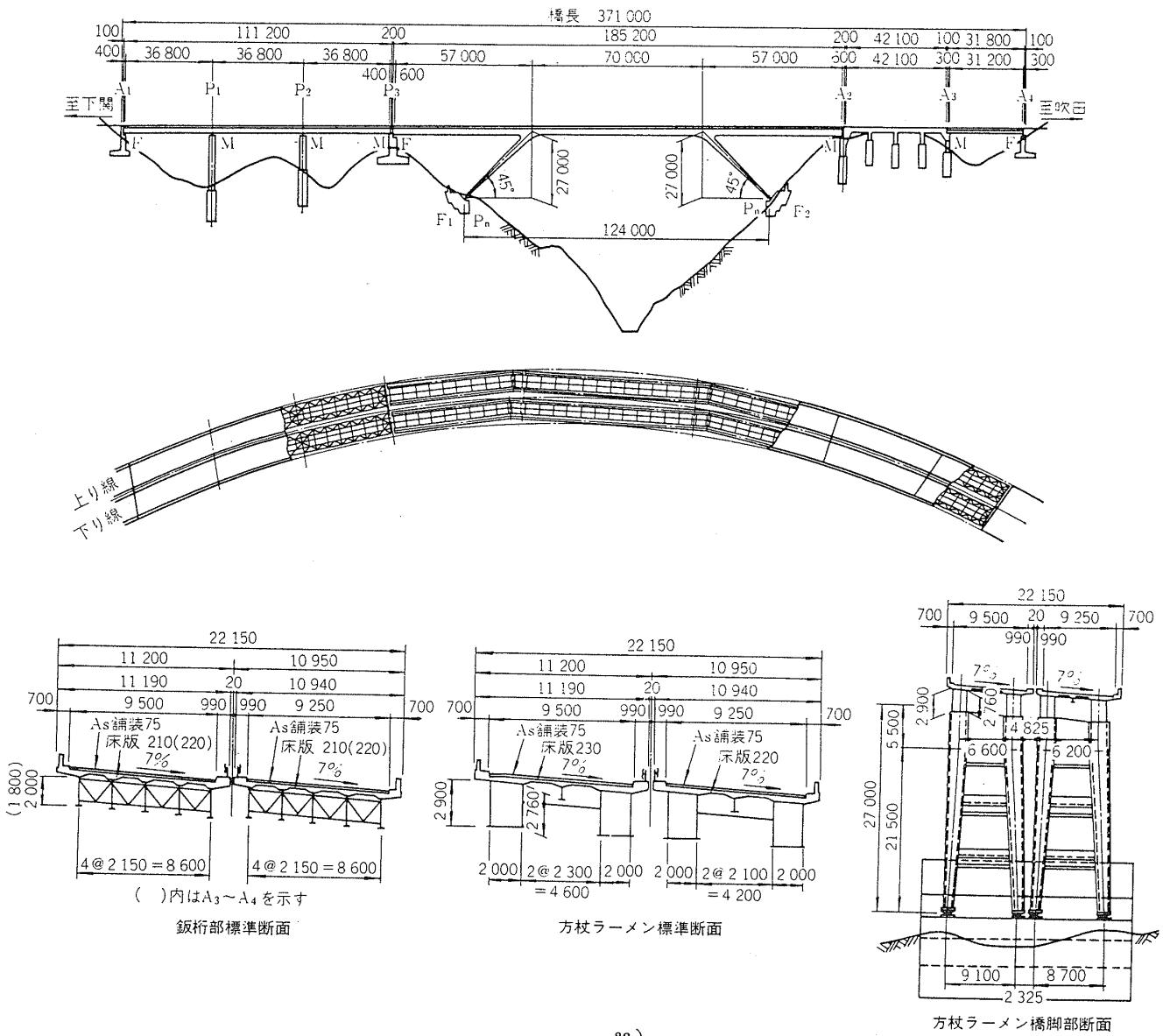


図-3.88 中国自動車道深谷川橋(島根県)⁸¹⁾
逆ローゼ桁



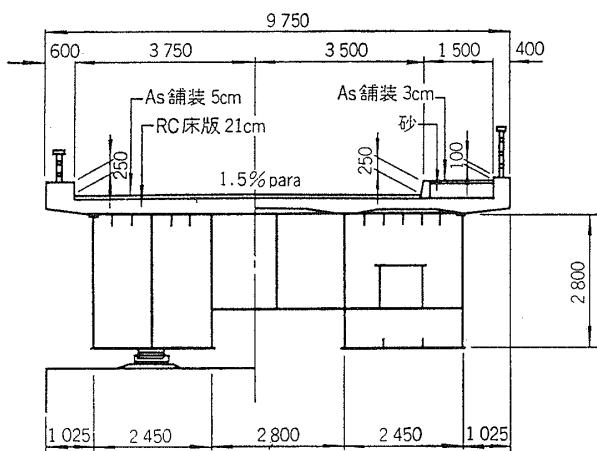
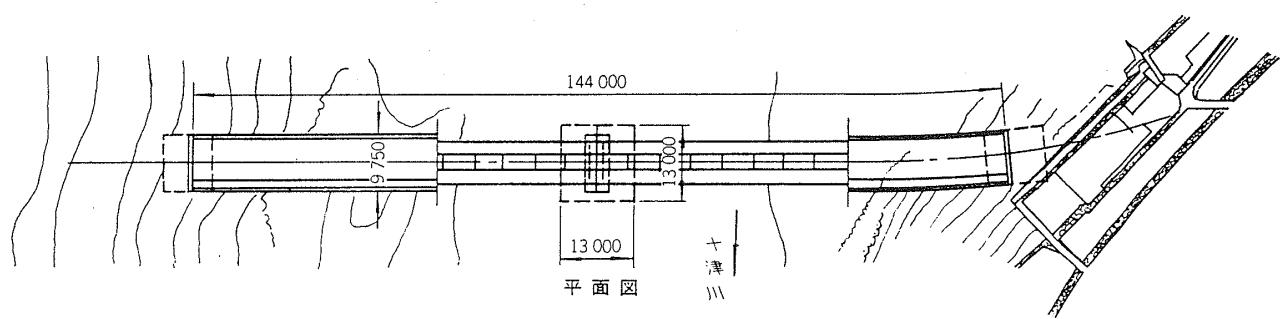
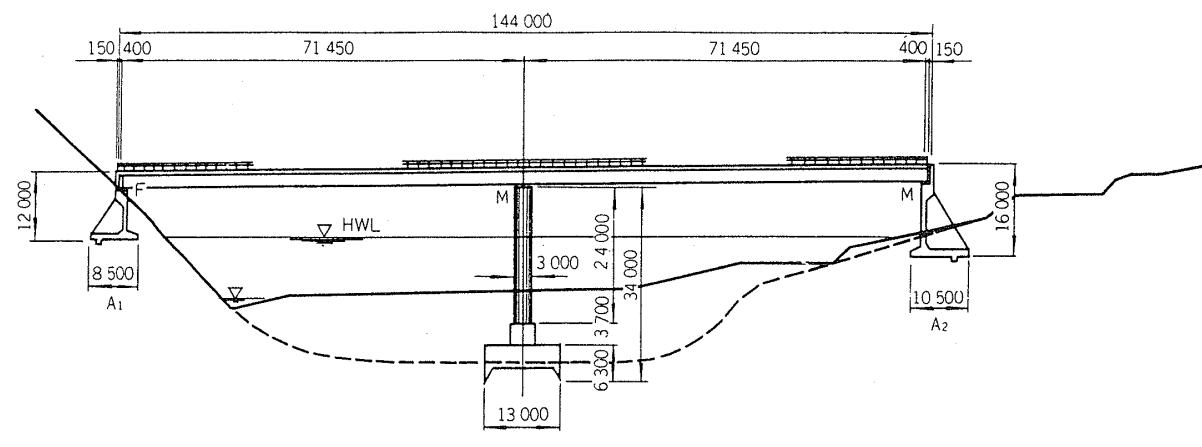
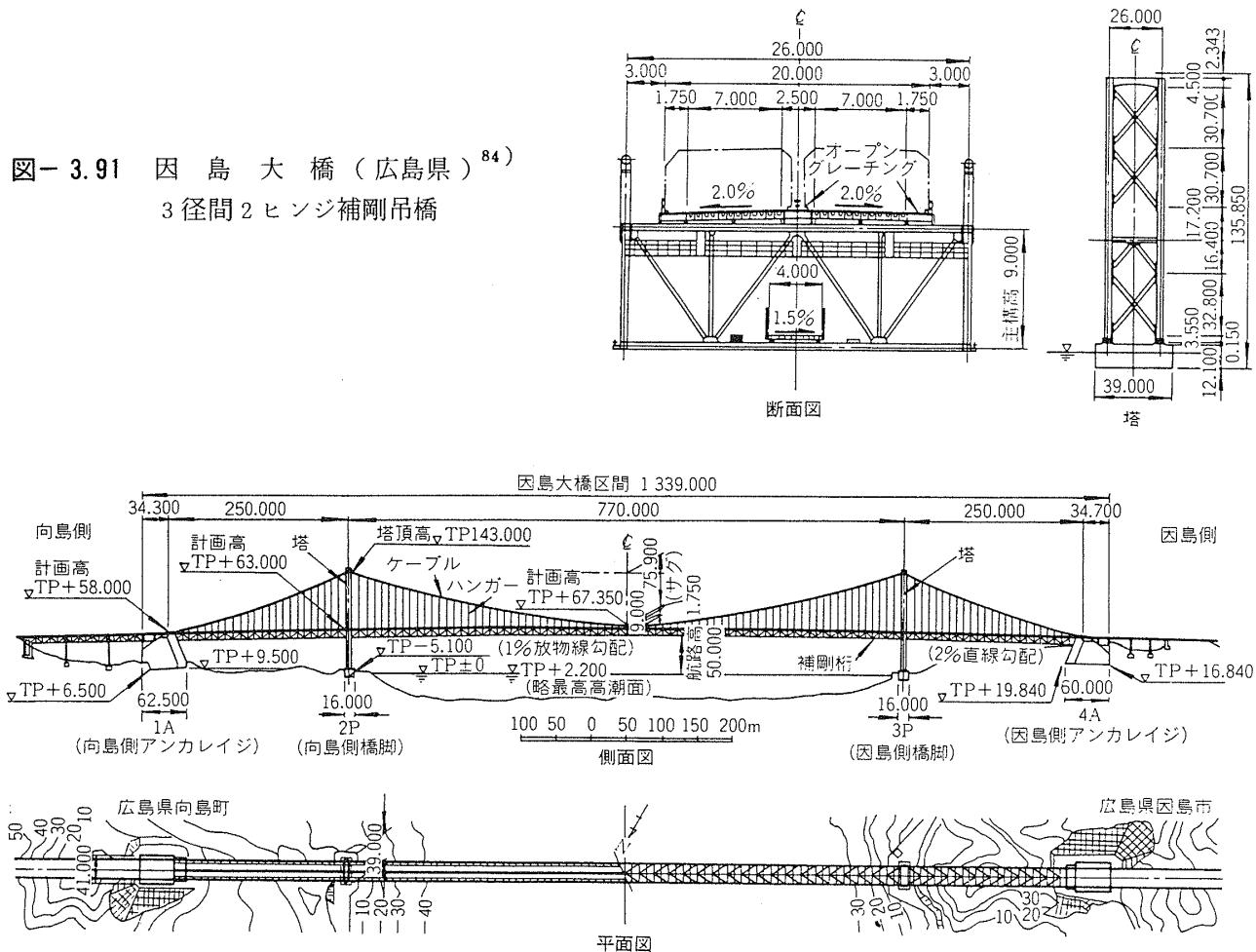


図-3.90 湯之原橋（奈良県）⁸³⁾
2径間連続非合成箱桁橋

図-3.91 因島大橋（広島県）⁸⁴⁾
3径間 2ヒンジ補剛吊橋



3.4 上部構造の計画と形式の選定

3.4.1 支間長による形式の選定

橋梁形式は支間長が決まればある程度限定される。建設省の標準設計、JIS、従来からの実績を参考にして、橋梁形式と標準適用支間との関係をとりまとめたものを表-3.18、表-3.19に示す。

3.4.2 斜角のある橋梁

(1) 斜角と適合形式

斜橋は直橋に比べて設計・施工が煩雑であるばかりでなく工事費も2~3割高くなる。従って、基本的には斜橋は避けるべきであるが、地形、用地、取付道路等の関係上斜橋としなければならない場合も多い。斜橋を採用する場合には、橋梁の構造特性を理解し、適合する橋梁形式を選定しなければならない。表-3.18に各種橋梁形式の適用限界斜角を示す。

表-3.18 一般的な橋梁形式の適用支間

橋 梁 形 式		支 間 (m)				杆 高	限界斜角	標準設計図集	適 用 条 件
		10	20	30	40	50	60		
R	ス ラ ブ 橋	2 10	15					$1/10 \sim 1/16$	45°
C	中 空 ス ラ ブ 橋	10 13 18	20					$1/17 \sim 1/18$	60°
橋	連 続 中 空 ス ラ ブ 橋	7 13 18	25					$1/17 \sim 1/19$	60°
P	ス ラ ブ 橋 (JIS A 5313)	5 13						$1/20 \sim 1/24$	75°
レ テ ン シ ヨ ン	中 空 JIS A 5313 の ス ラ ブ 橋 建設省 タイプ	10 25						$1/26 \sim 1/28$	75°
C	T 杆 橋 (JIS A 5316)	10 21						$1/22$	75°
ボ ス ト テ ン シ ヨ ン	中 空 杆 橋	21 25						$1/17 \sim 1/21$	60°
橋	T 杆 橋	14 20						$1/26 \sim 1/28$	60°
合 成 ジ ヨ ン	I 杆 橋	— —						$1/20$	60°
C	合 成 H 形 杆 橋	10 25						$1/14 \sim 1/28$	60°
鋼	合 成 プ レート ガーダー 橋	20 25 44						$1/18 \sim 1/21$	60°
非合 成 プ レート ガーダー 橋		20						$1/15 \sim 1/17$	45°
橋	合 成 床 版 橋	10 24						$1/30 \sim 1/40$	45°
橋	プレ ビーム 合成 杆 橋	8 —						$1/17 \sim 1/40$	60°

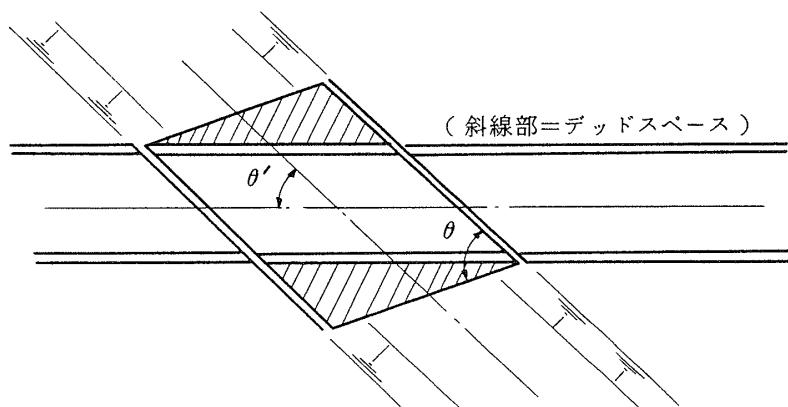
表-3.19 各種橋梁形式と適用支間⁸⁵⁾

橋梁形式	支間(м)	一般的によく適用される範囲										摘要
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
単純合成 H 枠		[]										
単純合成 鋼 枠		[]										
単純合成 箱 枠		[]										
連続 鋼 枠		[]										
連続 箱 枠		[]										
連続合成成形 枠		[]										
鋼床版 枠		[]										
ラーメン橋		[]										
単純トラス		[]										
連続(ゲルバー)トラス		[]										
ラシガーフ		[]										
逆ラシガーフ		[]										
ローゼゼ 枠		[]										
逆ローゼゼ 枠		[]										
ランガートラス		[]										
トラスドランガー		[]										
ニールセン橋		[]										
アーチ橋		[]										
斜張橋		[]										
吊橋		[]										
浜名湖橋 140												
第2摩耶橋 210												
大島大橋, 港大橋 325												
大島大橋 510												
三ツ石橋 120												
新弁天橋 150												
新弁天橋 150												
神戸大橋 217												
六方沢橋 190												
大矢野橋 156												
生浦橋 195												
大三島橋 300												
末広橋 250												
関門橋 712												

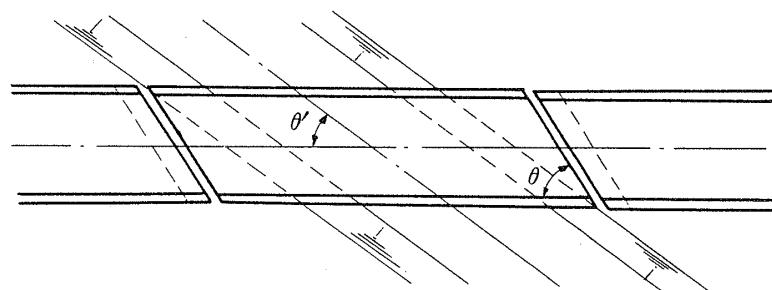
□ 一般的によく適用される範囲 [- - -] 比較的適用される範囲 • 適用された大支間例

(2) 斜角がきつい場合の対応

諸条件を検討して路線を決定した結果、なおかつ斜角が小さくなる場合は図-3.92 の方法により対処すれば良い。



(a) デッドスペースを設ける方法

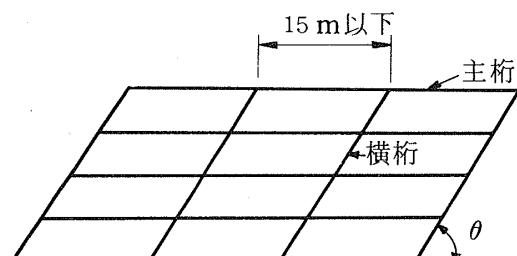


(b) 橋長を長くする方法

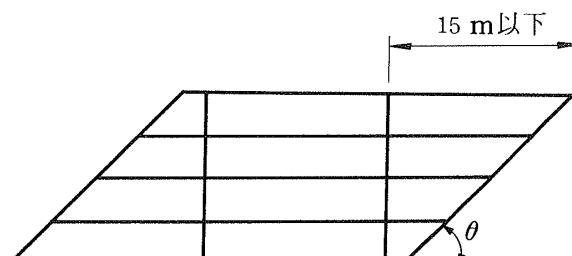
図-3.92 斜角がきつい場合の対処の方法

(3) 横桁の配置

横桁は、図-3.93 のように配置する。

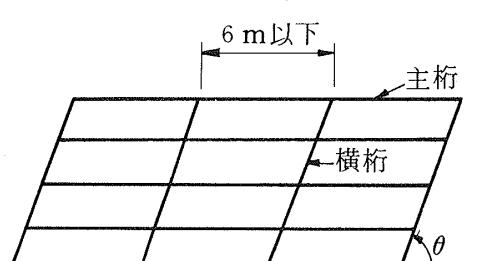


$\theta \geq 45^\circ$ の場合

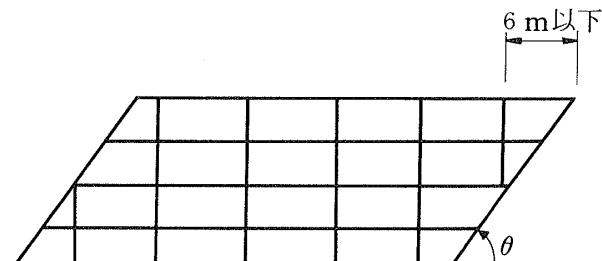


$\theta < 45^\circ$ の場合

(a) コンクリート桁橋



$\theta \geq 70^\circ$ の場合



$\theta < 70^\circ$ の場合

(b) 鋼 桁 橋

図-3.93 横 桁 の 配 置

(4) 床版の鋼材の配置

床版の鋼材（鉄筋、横縦PC鋼材）の配置は図-3.94 のようにする。

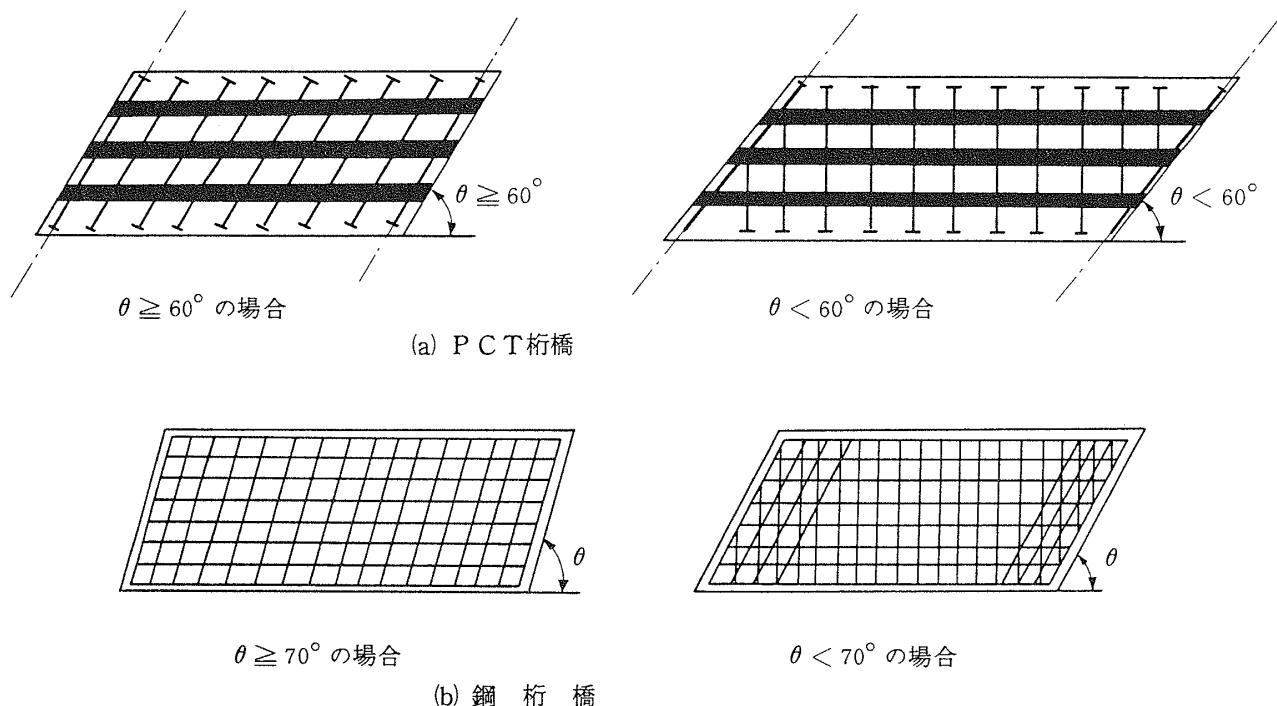


図-3.94 床版の鋼材の配置

(5) その他の留意事項

斜角が小さい場合は、
主桁端の張出し長が少
ないと支承が橋台パラ
ペットにあたり設置で
きなくなるので注意を
要する。

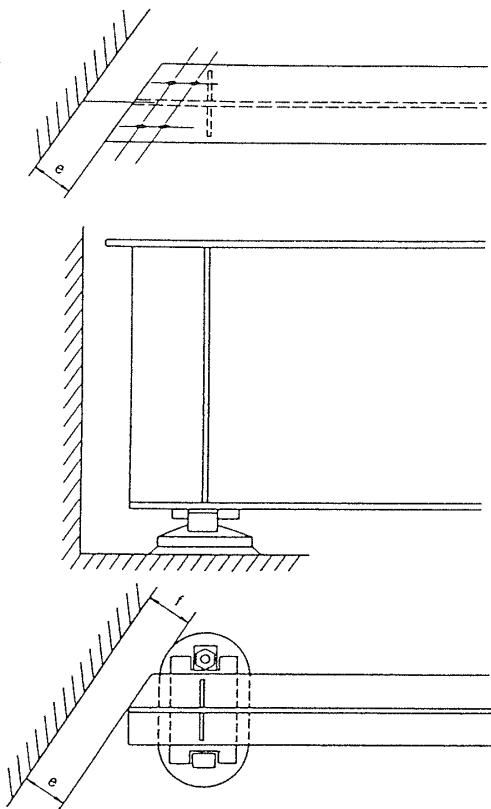


図-3.95

3.4.3 曲線区間にある橋梁

(1) 平面線形に対する処理

平面線形に対する処理の方法としては、基本的に図-3.96に示す3つの方法がある。桁橋では一般に主桁を直に配置し床版の張出し長で調整することが多いが、曲線半径が小さくなると床版の張出し長だけでは調整できなくなるので(c)のように主桁を曲線にしたカーブ橋とする必要がある。また、小支間のスラブ橋などでは(a)のように幅員を余分にとるかデッドスペースをとって直橋として設計することもある。

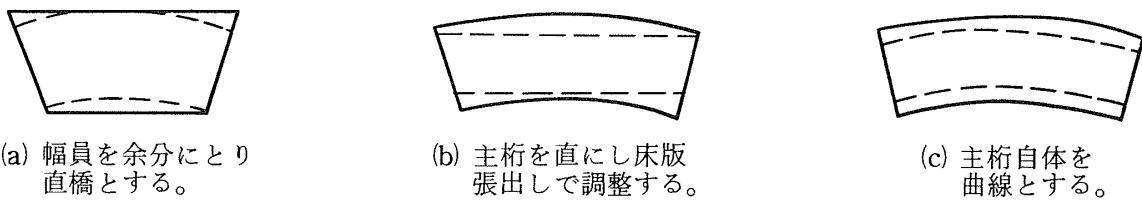


図-3.96 平面線形に対する処理

(2) 床版の張出しの方法

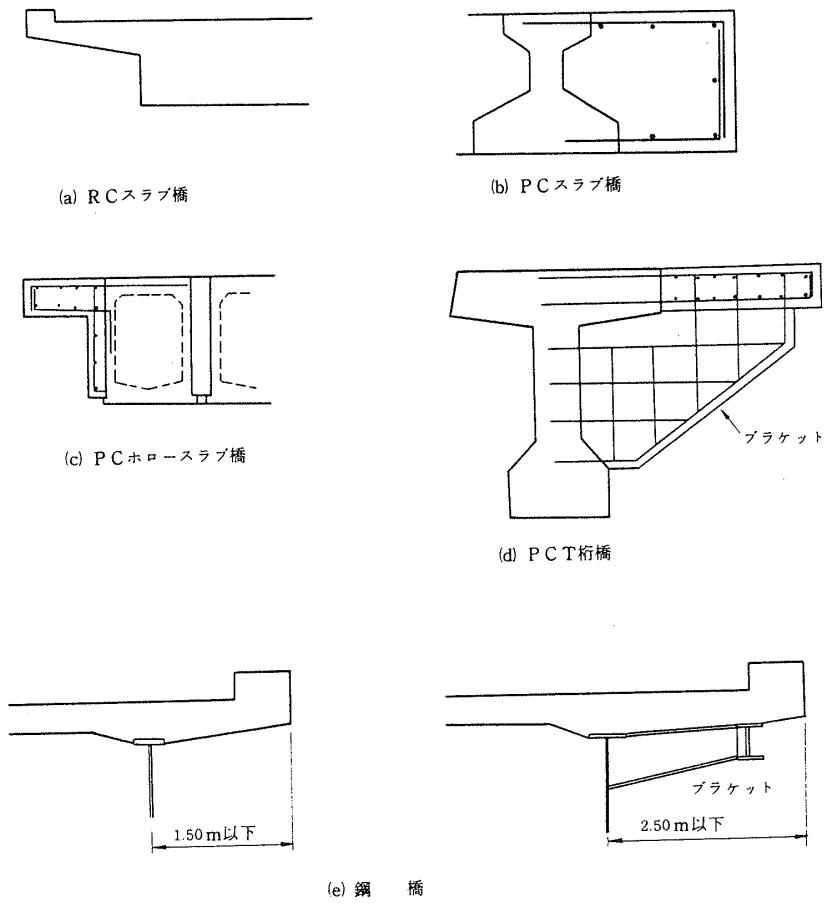


図-3.97 床版の張出しの方法

(3) 曲率半径による主桁形式の目安

曲線橋の場合、曲率半径が小さくなると主げたのねじりモーメントなど曲線橋特有の問題が発生する。従って、曲率半径に応じて適切な主桁形式を選定する必要がある。これについては、種々の研究が発表されているのでその代表的なものを図-3.98～図-3.99に示す。

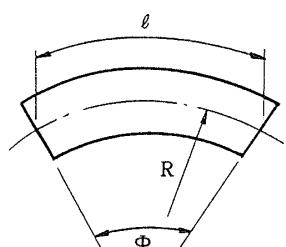
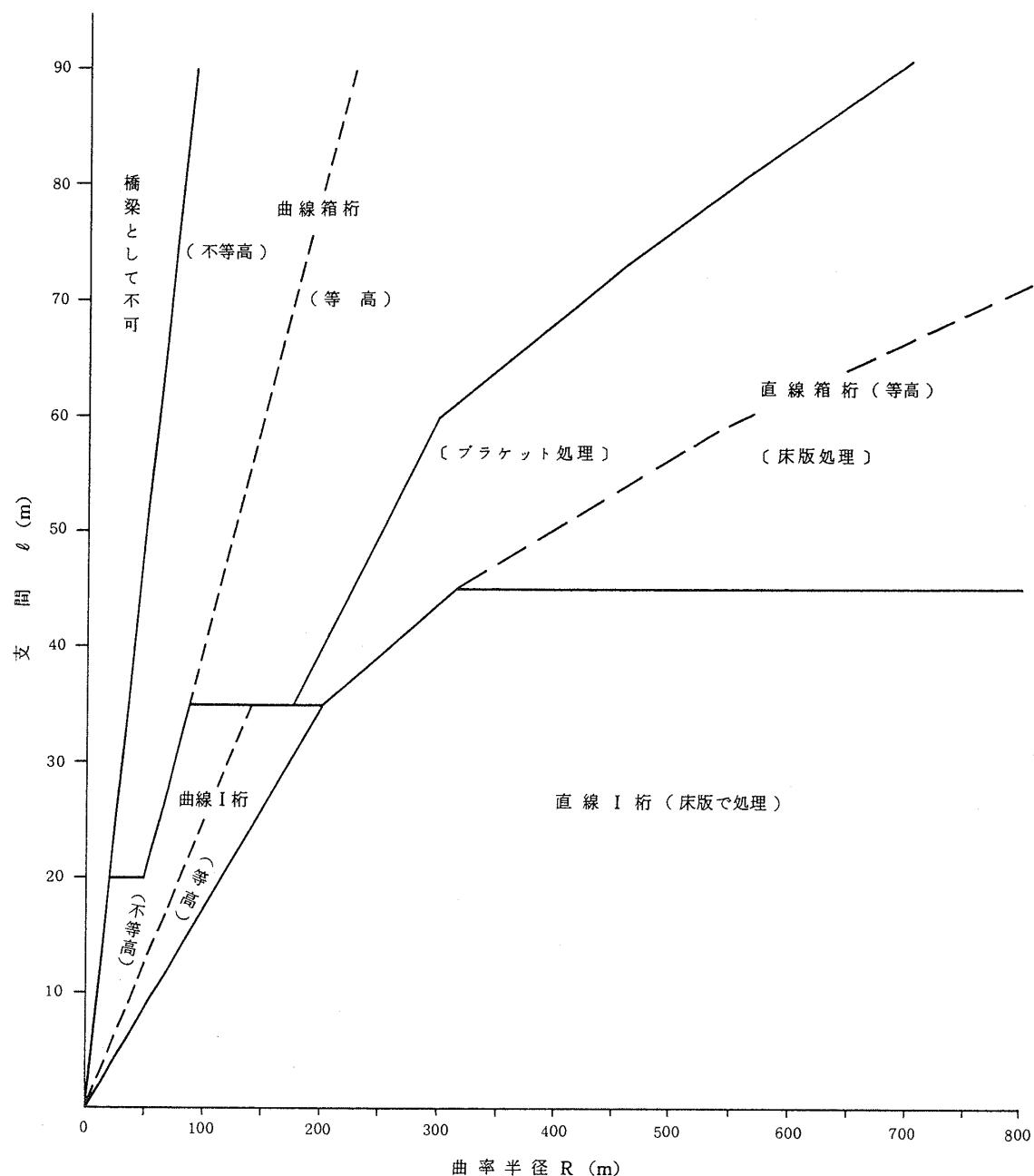


図-3.98 曲率半径による主桁形式の目安⁸⁶⁾

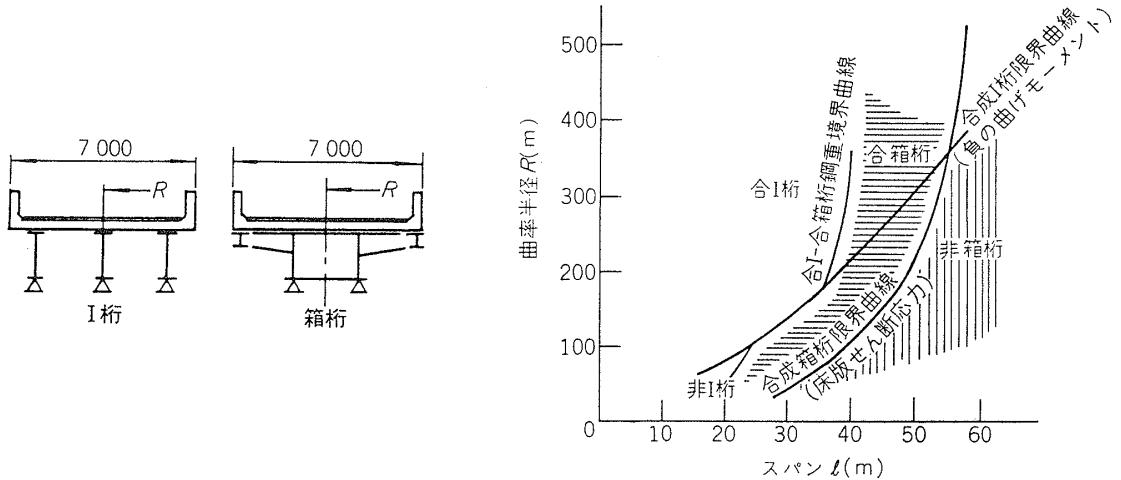


図-3.99 曲線桁における主桁型式の判定⁸⁷⁾

(4) 桁長の差に対する処理⁸⁸⁾

橋台(橋脚)の方向が法線方向に設置されている場合と平行に設置されている場合がある。

出来るだけ各橋脚は平行にするのが望ましい。法線方向に設置された場合、桁長が1本1本異なる。

a) プレテンション桁

プレテンション桁の場合、桁長を1本1本変える事については桁製作上問題ないが、反り量が違う為に横締鋼材が容易に挿入出来るようにシース孔を大きくしなくてはならない。横締の配置方向は桁に直角に配置し端部では桁端に平行に配置する。

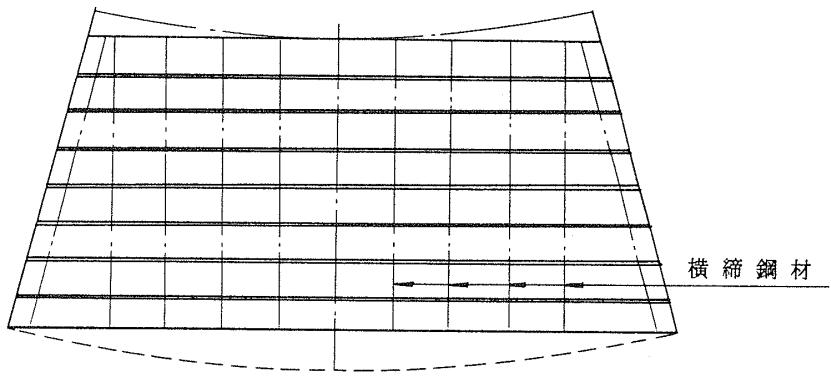


図-3.100

b) ポストテンション桁で支間

が短い場合

主桁の長さは1本毎に異なった長さになるが、主桁断面は橋軸方向に同一断面とした方が経済的となる。

張り出し床版を除いてA-A, B-B, C-Cの断面は共に同一断面形状である。

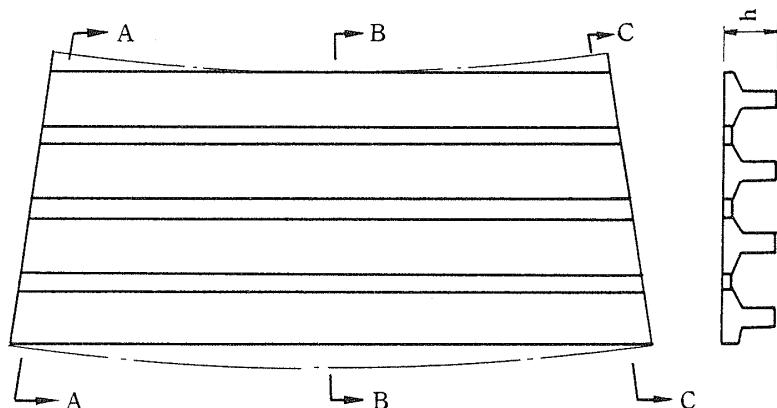
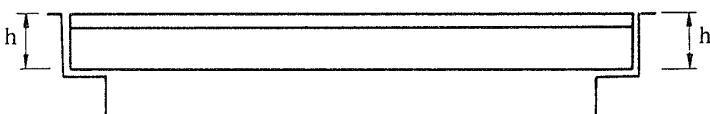


図-3.101

c) ポストテンション桁で支間が長い場合

支間が長くなると、桁自重を軽くする方が経済的に有利になる。桁断面は支間中央部では、腹部巾を狭く、支点部では、セン断力に抵抗させる必要から広くする。

この時型枠の回転が可能になるように桁の中央部、拡巾長さを一定にする方が望ましい。

巾員が広い場合、主桁は幾つかのブロックに分ける。又1ブロックの型枠が他のブロックにも利用出来るように配慮する。

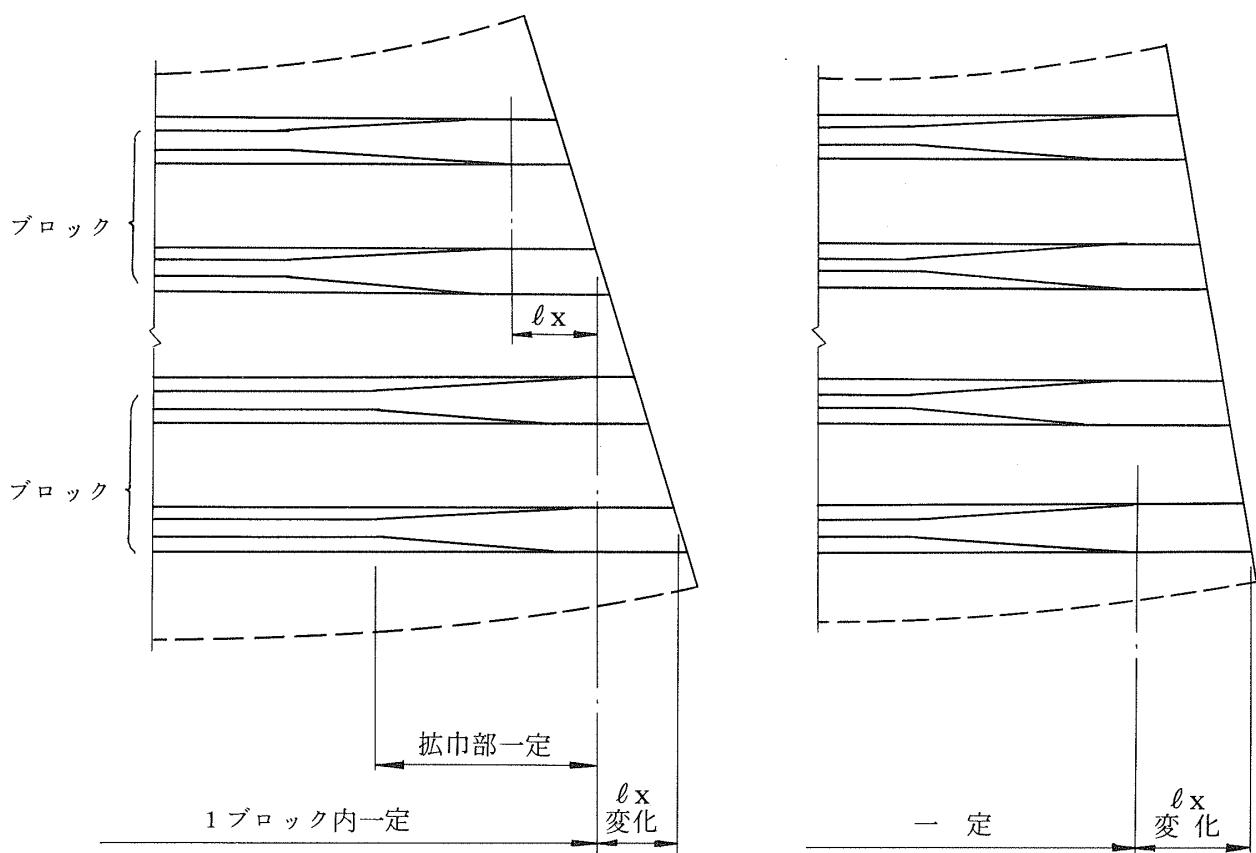
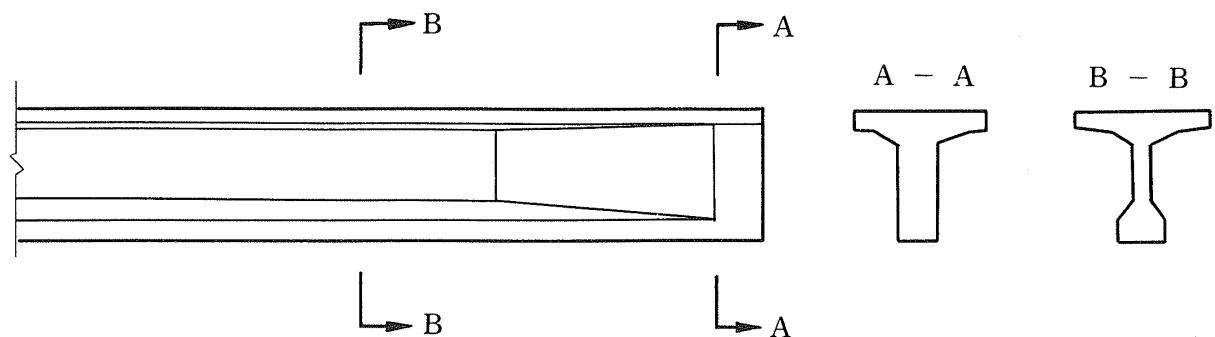


図-3.102

(5) 横断勾配(カント)に対する処理⁸⁹⁾

a) プレテンションスラブ橋

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つける。4%以上8%までは舗装で調整する。

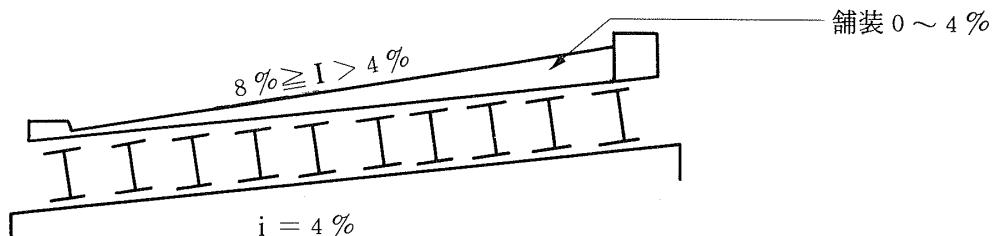


図-3.103

尚、桁自身の応力度の検討はしなくてはならない。

b) プレテンションT桁

◦ $i \leq 2\%$

2%以下は桁自身を傾斜させて据えつける。

◦ $2\% < i \leq 6\%$

主桁を2%傾けて据える為、桁座は階段状になる。上フランジは厚さを橋面勾配に合せ調整する。

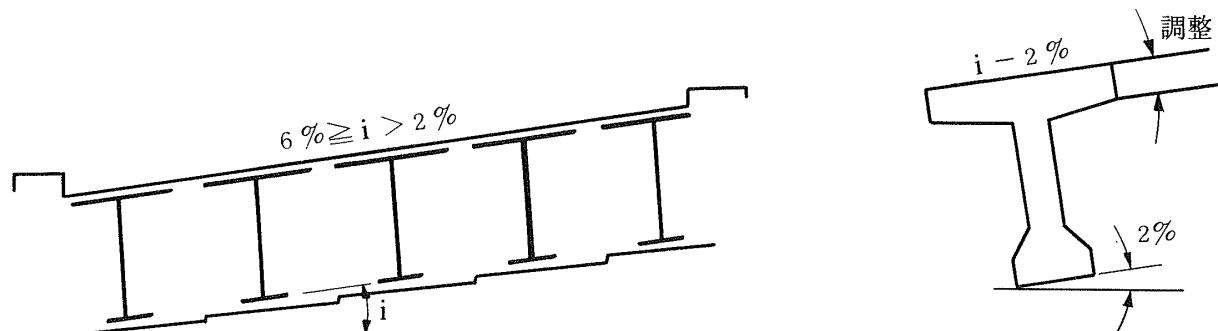


図-3.104

◦ $6\% < i \leq 8\%$

6%より急な勾配は、プレテンションスラブ橋同様舗装で調整する。

c) ポストテンション桁

① $i \leq 2\%$

2%までは桁自身を傾斜させる。

② $2\% < i \leq 6\%$

桁を垂直に据え桁座を階段状にする。又フランジの傾斜はハンチで調整する。

(注) 支間 $\ell \geq 35$ mになると、桁高が高くなり左右非対称断面の桁を傾けて据えると危険である。
桁は垂直に据える方が望ましい。

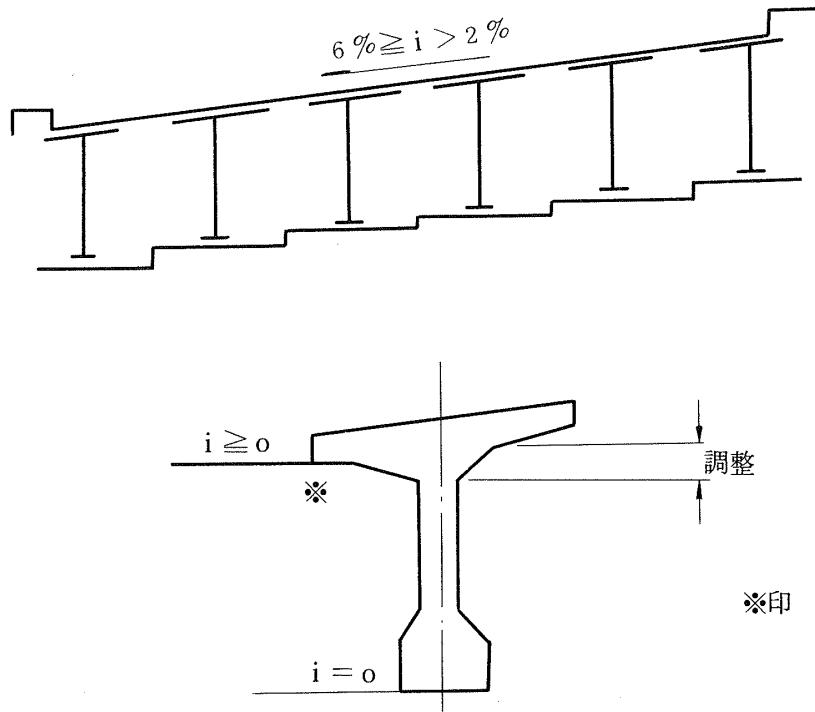


図- 3.105

③ $6\% < i \leq 8\%$

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事が必要である。

d) 鋼 桁 橋

床版を横断勾配に合わせて傾斜さす。

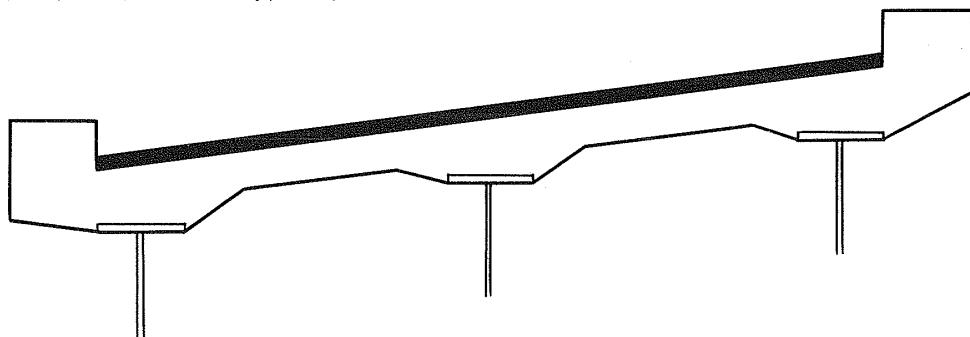


図- 3.106

3.4.4 桁高制限のある橋梁

一般的な橋梁形式について、支間と標準桁高の関係を図- 3.107 に示す。RCスラブ、PCスラブ、PCプラテンT桁、PCポステンT桁、合成H形桁、合成プレートガーダーなどの橋梁形式が経済的にすぐれて

いるが、計画高水位（H. W. L）や建築限界などから桁下高の制限を受ける場合には、コストが割高になっても桁高の低い橋梁形式を選定しなければならない。

このような場合にはPCホロースラブ橋を採用することが多い。橋面に放物線勾配がついている場合は、桁高を“かまぼこ”形に変化させるのが特策である。放物線勾配が小さく、桁全高を低く押える必要がある場合には、PC鋼線をボンドコントロール（桁端部のある区間PC鋼材を被覆し、その部分コンクリートとPC鋼材の付着をなくすことによってプレストレス量の調整を行う方法）したり、あるいはベンドアップすることによって桁高を低くした特殊PCホロースラブ（メーカーによって独自の名称がつけられている。住友建設のHSL、オリエンタルコンクリートのOHLなど）を用いるのが良い。さらに桁高を低くする必要がある場合にはプレビーム合成桁、合成スラブ橋（KCB）等の採用が考えられる。しかし、これらの橋梁はPCホロースラブ橋に比べてコストが1.5～2.0倍となるので、採用にあたっては十分検討をする。

3.4.5 製作・ストックヤードのスペースからの制約

プレキャストによるポステンPC橋を採用する場合には、桁製作ヤード、ストックヤードが必要である。製作ヤードの場所としては取付道路上、堤防用地、河川高水敷、付近の平坦地が選定の対象となる。製作ヤード、ストックヤードの必要スペースは主桁長、桁本数、桁製作工期などによって決まる。もし、このような用地が確保できない場合はプレキャスト工法は適当でなく、場所打ち工法にするかあるいは鋼橋を選定する必要がある。

3.4.6 輸送部材長からの制約

道路状況によっては輸送部材長が制限され、橋梁形式が限定されることがある。このような場合には現場施工のポストテンション方式PC橋、現場継手が可能な鋼橋が有利である。

3.4.7 上部構造形式を選定するうえでのその他の条件

(1) 維持管理性

鋼橋の場合は7～8年に1回ペンキ塗り替えが必要となる。コンクリート橋の場合は、コンクリートの劣化という問題もあるので十分検討する必要がある。鋼橋では、最近、ペンキ塗替えの不要な耐候性鋼材の使用、亜鉛メッキ塗装などが行なわれている。

(2) 経済性

橋梁の経済性は単に上部工の施工費のみならず下部工費、架設費、仮設費、あるいは将来の維持管理費をも含めてトータルコストで比較検討しなければならない。

(3) その他

工期、走行性、美観

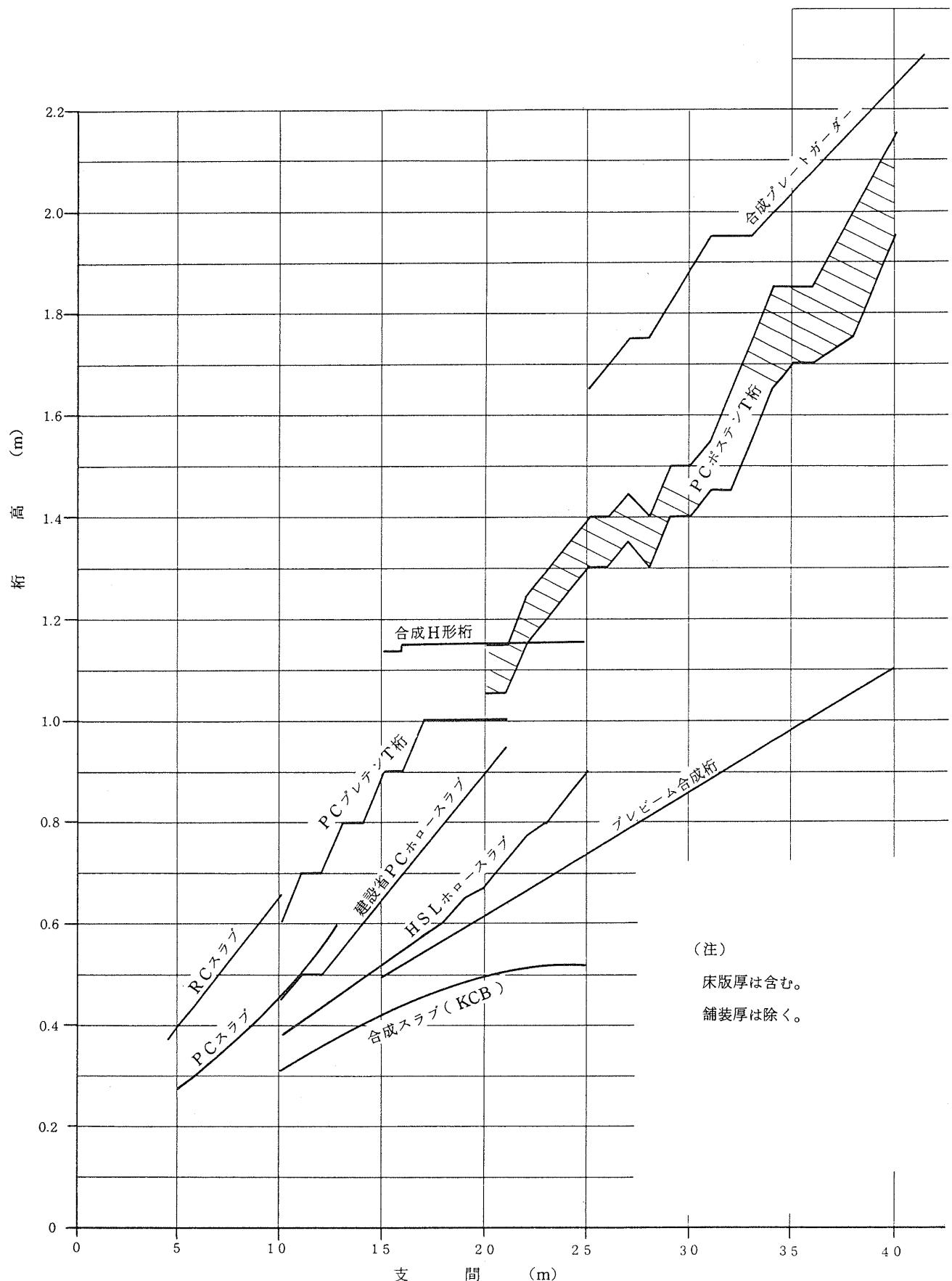


図-3.107 桁高と支間との関係

表-3.20 橋梁形式比較表の例

比較案		活荷重合成鋼I桁橋	P C ポステンT桁橋
概略 材料	上部工	鋼材 コンクリート 型枠 鉄筋 塗装面積 290 t 571 m ³ 3,310 m ² 117.6 t 5,365 m ²	コンクリート 型枠 P C 鋼材 12T12.4 12ф5 鉄筋 1,730 m ³ 7,060 m ² 44.9 t 8.3 t 147.0 t
	下部工	コンクリート 型枠 鉄筋 1,475 m ³ 1,406 m ² 106.9 t	コンクリート 型枠 鉄筋 1,649 m ³ 1,442 m ² 120.9 t
	基礎工	場所打ち杭 1,056 m (46本)	場所打ち杭 1,236 m (52本)
概算工費	上部工	256,475,000 円 (1.00)	242,660,000 円 (0.95)
	下部工	136,802,000 円 (1.00)	155,170,000 円 (1.13)
	合計	393,277,000 円 (1.00)	397,830,000 円 (1.01)
構造特性	(1) 下部工死荷重反力は400 t程度であり、下部工に作用する地震時の慣性力が比較的少ない。 (2) 縦断曲線に対して主桁のキャンバー又はハンチで容易に対応できる。	(1) 上部工死荷重反力は610 tと鋼桁の約1.5倍あり、下部工に及ぼす影響が大きい。 (2) A ₁ ～P ₃ 区間は支持層が深く摩擦杭となる。このため、鋼桁案に比べて杭本数を多く必要とする。 (3) 平面線形がH=100のクロソイド、縦断曲線がR=350 m、片勾配6%であり、路面勾配と調整コンクリートで処理する必要があるが、調整コンクリート厚が25cmと非常に厚くなる。	
施工性	(1) 床版以外は工場製であり、精度の高い施工が可能である。 (2) 吊荷重が5 tと少なく、架設規模が小さくてすむ。(トラッククレーン25 t吊2台、16 t吊1台) (3) 現場での工期が短くてすみ、工期が天候に左右されることが少ない。	(1) 全て現場作業であり、高度な技術管理、十分な品質管理が要求される。 (2) 吊荷重が60 tと大きく、架設規模が大きくなる。(トラッククレーン100 t吊2台、80 t吊2台) (3) 現場での作業日数が多く、工期が天候に大きく左右される。	
維持管理性	(1) 7～8年に1回ペンキ塗替えが必要。1回当たり塗装費は2,680万円程度。 (2) 破損した場合の修復、補強が比較的容易。	(1) コンクリートが劣化、損傷した場合補修、架替えが極めて困難。	
総合評価	(1) 建設費は若干(450万円程度)鋼橋案が安い。しかし、上部工を単年度で施工しないならば、P C橋の場合仮設備費が増え、この差額はさらに拡がる。 (2) 鋼橋案はペンキ塗替えが必要であるが、将来コンクリートが劣化した場合の補修を考えると、必ずしも鋼橋がP C橋に比べてメインテナンス面で劣るとは考えられない。 (3) 施工性、構造特性の面では、鋼橋がP C橋に比べて断然優れている。		

3.4 付属装置

3.4.1 支承

(1) 構造一般

支承は上部構造の支点として上部構造からの荷重を下部構造に伝達する役目をもつ。単純橋では通常一端をヒンジ固定支承(固定支承)，他端をヒンジ可動支承(可動支承)とする。

固定支承は、上部構造のたわみに対応して自由に回転できるように、また、可動支承は温度変化や活荷重によるたわみのために生ずる上部構造の水平移動と回転とが自由にできるように設計されている。

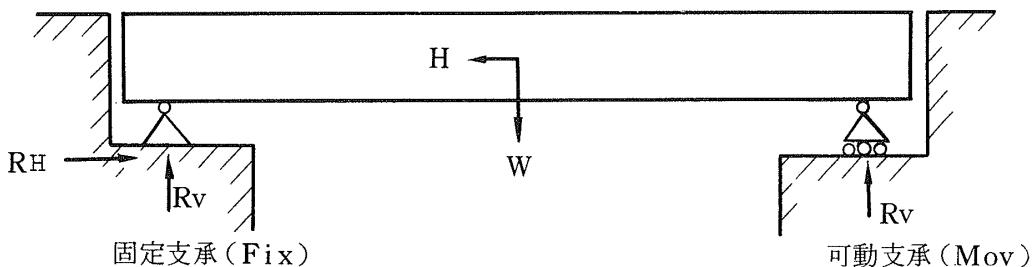


図- 3.108

したがって、固定支承には上部構造からの水平力と鉛直力とが、可動支承には鉛直力のみが作用する。

(2) 支承の種類⁹⁰⁾

支承には多くの種類があるが、選定にあたっては、上・下部構造の形式、支承に作用する荷重、移動および回転の量と方向などを考慮して、支承の特性に合致したものを選定しなければならない。

主な支承を列記すると次の通りである。

◦ゴム支承 ◦線支承 ◦支承板支承

◦ローラー支承 ◦ピボット支承

a) ゴム支承

ゴム支承は、構造物の伸縮および回転を軟質ゴムの変形により吸収するものである。

水平移動に対しては、ゴムのせん断変形により吸収し、回転に対してはゴムの側面の一方が凹、他方が凸に湾曲して変形する。

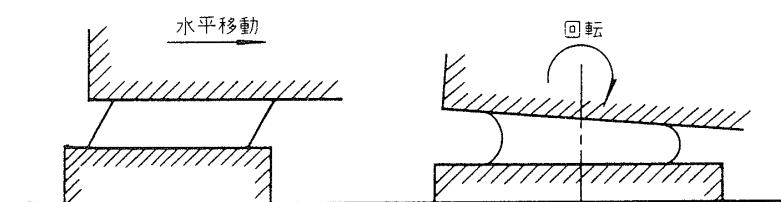


図- 3.109 ゴム支承

b) 線支承

線支承は、接触部分の一方を平面、他方を円柱面として線接触させた単純な形式の支承であり、固定支承および移動量 30 mm（通常支間 30 m 未満）の可動支承として用いられる。一方向の回転しか許せないので曲線橋などにはむかない。

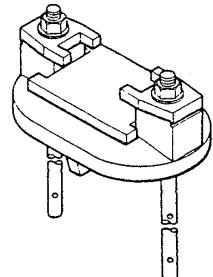


図-3.110 線 支 承

c) 高力黄銅支承板支承

高力黄銅支承板支承は、一方の接触面を球面、他方を平面としたペアリングプレートに上沓および下沓をそれぞれ面接触させて、平面接触部で伸縮を、球面接触部で回転を逃がす支承である。

この支承の特徴は、支承の全高が小さいので、支承の転倒に対する安定性が良いこと、また接触面を球面とすることにより回転の方向性がなくなるので斜橋、曲線橋にも使用できることが挙げられる。

d) 密閉ゴム支承板支承

密閉ゴム支承は、容器中に密閉されたゴムの弾性変形で回転を逃がす支承である。

ゴムを蓋付き容器に密閉することにより、ゴムの膨出を防いでいるので、ゴムの許容支圧応力度を 250 kg/cm^2 まで高められるほか、外気にゴムが露出していないためゴムの耐久性が高められる利点がある。可動支承に使用するときは、すべり面に PTFE 板を組み合わせて使用する。

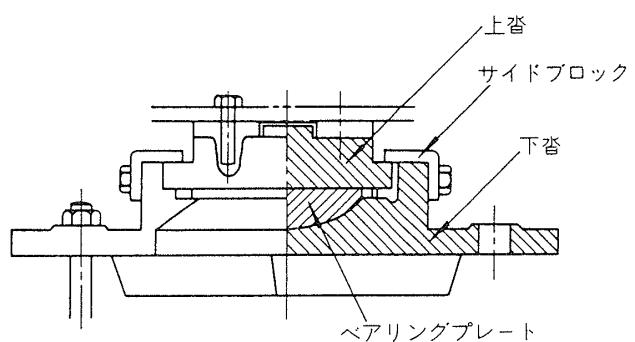


図-3.111 高力黄銅支承板支承

e) ピン支承

ピン支承は、ピンの回転機能を利用した固定支承で、支圧型および負の反力を有効なせん断型支承がある。ピン支承は、ピンの回転方向が 1 方向に限定されているが、上部構造のたわみ方向にピンの向きを合わせれば、直線だけでなく斜橋、曲線橋にも使用は可能である。

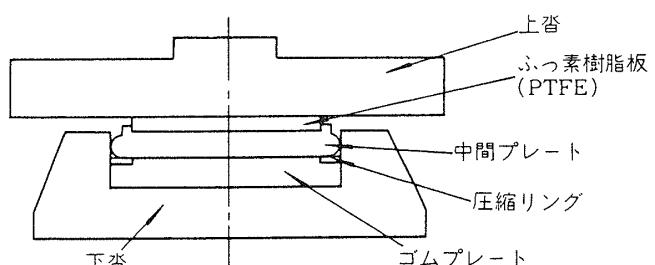


図-3.112 密閉ゴム支承板支承

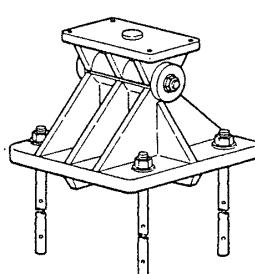


図-3.113 ピン支承

f) 複数ローラー支承

複数ローラー支承とは、ローラを2本以上使用した可動支承のことであり、回転部分ところがり部分から構成されている。

回転部分には、上部構造が直橋の場合にはピンを使用することができます。しかし上部構造が曲線橋や斜橋の場合は、支承の移動方向と回転方向は一致しないので、ピンの代わりにピボット支承や支承板支承のようにどの方向にも回転できる構造とする必要がある。

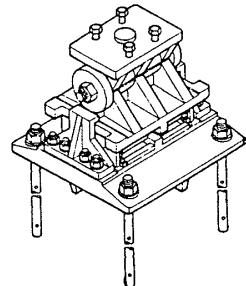


図- 3.114 複数ローラー支承

g) ピボット支承

ピボット支承は、球面の回転機能を利用した固定支承で、タイプとして凸球面と凹球面の半径差が小さく、球面全体で接触させる球面支承と、半径差が大きい点支承の2タイプがある。

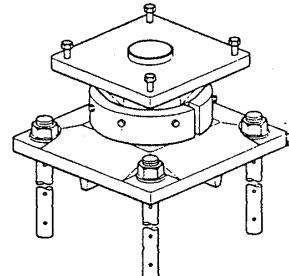


図- 3.115 ピボット支承

ピボット支承は、回転方向が全方向自由であるため、橋軸直角方向の回転も逃がす必要のある構造形式に適している。ただし、ピボット支承には水平方向の遊びがなく、温度変化による横桁等の伸縮を拘束するので、使用の際は注意が必要である。

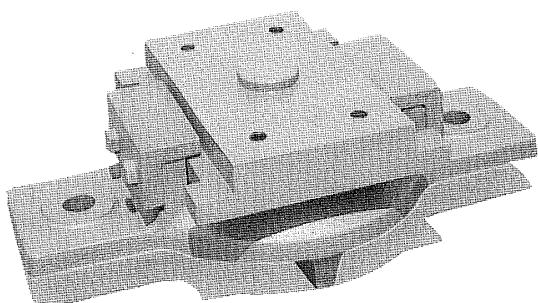


図- 3.116 密閉ゴム支承板支承(BP·B)

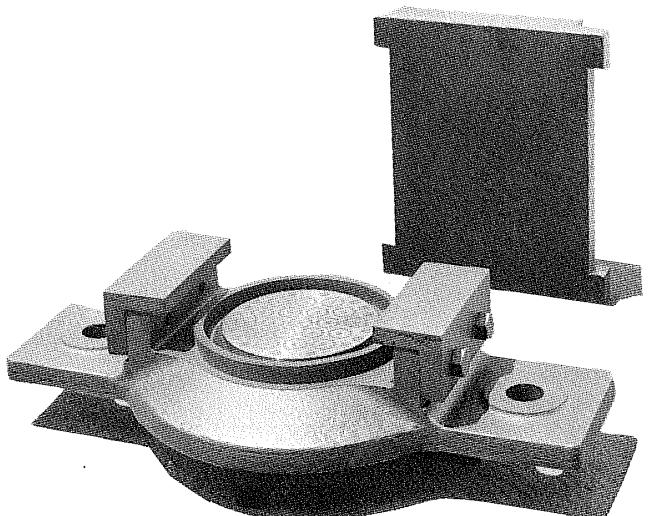


図- 3.117 高力黄銅支承板支承(BP·A)

(3) 支承の選定

支承の選定にあたっては、橋梁のもつ特性や反力、支間長などを考慮する必要がある。一般的な選定の目安を表- 3.21 に示す。

表-3.21 支承の選択範囲（道路橋支承便覧表-2.2.1）

一般的によく用いられる範囲

支承の種類	鉛直反力(t)	支間長(m)	備考
線支承	0 100 200 300 400 500 ~	10 20 30 40 50 60 ~	Hビームなどの簡単な鋼橋、小スパンのRCけた橋に用いられる。
ゴム支承	通常のPC, RCけた橋に用いられるが、あらゆる方向に回転を吸収できるがため、斜橋、曲線橋、幅員のスラブ橋、等に適している。
支承板支承	あらゆる方向の伸縮、回転に対処できることが可能であり、規格の大規模構造受けトラス、スラブ橋の箱けたまで、用途に応じて用いられる。
ピボット支承	固定支承として通常のプレートガーダー、PC, RCけた橋から、トラス、アーチの固定支承、ヒンジに用いられる。
ピボット支承	けたのあらゆる方向の回転に対して有効であり、大反力をとる構造に対することでもできるので、鋼、PC, RCのけた橋、箱けた、とくに斜橋、曲線橋に用いられる。
1本ローラー支承	1本ローラーにより、けた方向の回転と箱けたの伸縮をどちらとしするもので、箱けた、PC, RCけた橋、箱けたに用いられる。
複数ローラー支承	ピン支承(固定)と組合わせて、中大規模のプレートガーダー、トラス、箱けたに用いられる。
コンクリートヒンジ支承	コンクリート構造のスラブ橋、アーチ、ランメンのヒンジとして用いられる。

注) 1. ここに示した選択の範囲は、今までの実績をもとに表示したものであるから、その他の支承に要求される諸条件を十分検討して支承を選択しなければならない。2. 連続けたの場合の支間長は最大支間長とする。3. 鉄道反力は1支点あたりの反力である。

表－3.21 では支承の選択範囲が明示されているが、更に橋梁の形式別に支承の選択について述べると次のようになる。⁹¹⁾

① プレテンション方式PC橋

一般にゴム支承が使用される。

② RC橋(スラブ橋, Tげた橋, 箱げた橋)

一般にゴム支承は支承板支承(BP・A, BP・B)が多く使用される。連続橋特に連続スラブ橋においては1本ローラー支承も使用されるが、この場合には施工の精度を十分に管理する必要がある。短い支間の場合にはゴム支承の使用が一般的である。

斜橋, 曲線橋の場合には回転方向と移動方向が一致しないので、斜角が小さく, あるいは曲率が大きいときは一般に支承板支承, ゴム支承が使用される。特に斜版橋の場合には構造の特性上ゴム支承の使用が望ましい。

③ ポストテンション方式PC橋

一般に支承板支承又はゴム支承が使用される。

④ 場所打ちPC橋

RC橋に準ずる。

⑤ 鋼橋(プレートガーダー橋, 箱げた橋)

短い支間の橋, 例えばHビーム橋の場合には線支承, 一般的な単純橋の場合には支承板支承(BP・A, BP・B)が多く使用される。連続橋あるいは支間60m程度以上の橋で移動量が大きい場合には固定用にピン支承, 可動用にローラー支承を使用されることが多い。但し, 斜橋, 曲線橋の場合には(軽微な場合は除く)回転方向と移動方向が一致しないので, 斜角が小さく, あるいは曲率が大きいときにはこれらを配慮して一般に, 支承板支承, ピボットローラー支承等を使用することが望ましい。

⑥ その他の注意事項

(a) 支間10m未満の簡易な橋に用いる支承

支間10m未満の簡易な橋であっても防水紙, エラスタイル, 鋼板あるいは銅板を重ね合せた平面支承等は使用せず, ゴム支承あるいは線支承等を使用しなければならない。

(b) 線支承(LB)

線支承は摩擦係数が設計値以上に大きくなることもあり, 比較的短い支間で反力の小さい場合にのみ使用するのがよい。特にコンクリート橋では, コンクリートのクリープ, 乾燥収縮, 温度変化等の伸縮に伴う水平力により下部工に損傷を与えることもあるので, 可動支承として使用する場合には注意しなければならない。

(c) 1本ローラー支承と複数ローラー支承

1本ローラー支承は, 回転方向と移動方向が一致する場合には機能的にも経済的にも優れている。しかし移動量が大きくなると, ローラーの移動に伴う偏心の影響が無視できなくなるので, 上部工支

点部の補強をするかあるいは複数ローラー支承を使用するのがよい。また全反力が大きい場合も複数ローラー支承を使用することが望ましい。

(4) 支承の配置⁹²⁾

支承の配置を決めるときには、上下部構造の形式や大きさなどを考慮し、上部構造からの力が下部構造に、無理なく伝わるようにはからかなければならない。

固定支承は橋の伸縮の原点であり、そしてまた、地震力を伝える接点ともなるので、その配置には十分な検討が必要である。

固定支承をどこに配置すべきかということについては、橋の上下部構造とその支持条件、伸縮装置、等との関連があるため、一概にいうことは困難である。しかし、一般的な条件をあげれば、互いに相容れないところもあるが、つぎのようになる。

- ①死荷重反力が大きい支点
- ②傾斜している橋の場合には低い方の支点
- ③水平反力をとりやすい支点
- ④可動支承の移動量をより少なくする支点

なお、1個の固定支承に前述の機能をもたせるほかに、支承を複数にしてこれを分担させる場合があるが、この場合にも上記の条件を考慮して、その配置を決めることが必要である。

また、曲線橋や斜橋のように、けたの伸縮方向とたわみ角の方向が異なる場合、構造が複雑で実際の支点反力を正確に計算することが困難な場合、スラブ橋や箱げた橋のように、横方向の剛性が大きい場合、等は、とくに支承配置について注意しなければならない。

(5) 支承の据付け⁹³⁾

一般に路面には縦断勾配、横断勾配があり、同一下部構造上でも支承の据付け高さが異なるのが普通である。各支承に対して計画路面高を基準にし、下部構造天端計画高、支承座モルタル厚さ、支承台座高さを決定する。(図-3.118)

支承モルタルの厚さは30mmを標準とする。下部構造天端計画高に横断勾配がある場合でも、支承座モルタルの厚さ h_{max} は、支承底面の突起Hより小さくすることが望ましい。(図-3.119)

支承座モルタルの厚さが大きくなる場合には、

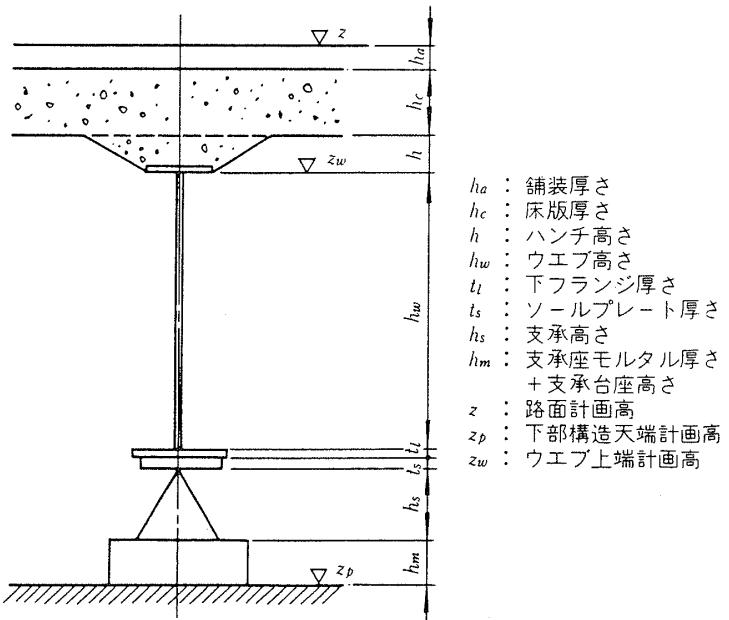


図-3.118⁹⁴⁾

- ① 支承台座を設ける。
- ② 下部構造天端に段差をつける。

などの配慮が必要である。

支承座面の箱抜きは図-3.120を標準とする。

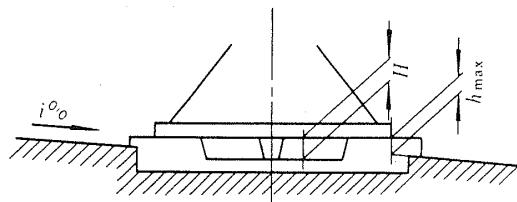


図-3.119 横断勾配がある場合の支承座⁹⁵⁾
モルタル厚さ

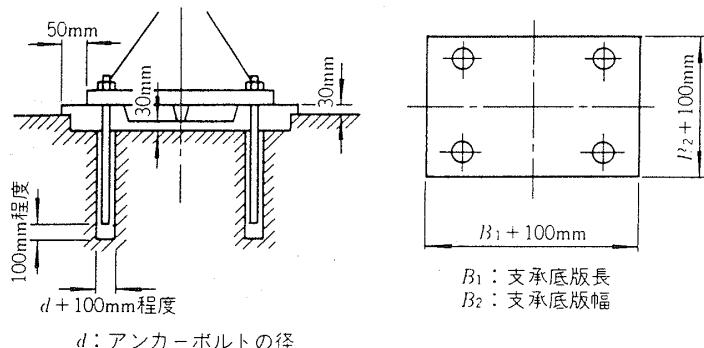


図-3.120 箱抜きの標準形状⁹⁶⁾

(6) 縦断勾配がある場合の処理

a) 線支承、支承板支承

下沓は水平にセットし、ソールプレートの上面に傾斜をつける。ただし、ソールプレートの最小厚は22mmとする。

b) ゴム支承

主桁勾配が3%以下の場合は桁を斜めに据えても問題ないが、3%を超える場合には支承部の主桁にレヤーを付け、ゴム支承は水平に据付ける。⁹⁷⁾

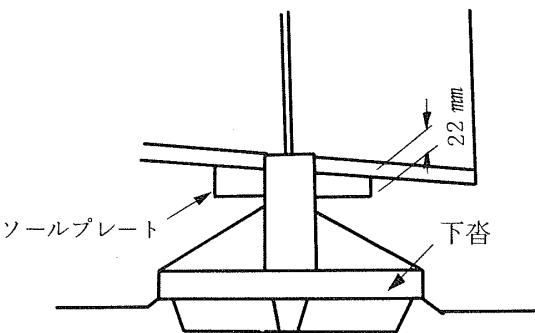


図-3.121

3.4.2 伸縮装置

(1) 伸縮装置の種類

橋梁の床版目地に設けられる伸縮装置(expansion-joint)は、温度変化や荷重によるたわみなどのために、

主桁が桁端において回転、伸縮などの変化を起したとき

に、床版目地が平坦で自動車の走行性を阻害しないように設置するものである。

伸縮装置は、その材料および構造上図-3.123のように分類される。

(2) 鋼製伸縮装置⁹⁸⁾

鋼製伸縮装置は、鋼材で組立てられ、直接輸荷重に耐えることのできる構造である。鋼製伸縮継手は、フェースプレートの厚さを変化させることにより、大きな伸縮量にも適用でき、また、橋梁が斜角を有しても自由に対処できるため、従来から使用例も多く、種々の形状のものがある。主なものとしては、床版遊間をフェースプレートがくし形にかみ合っているフィンガージョイントタイプと矩形状のフェースプレートを重ね合せた鋼重ね合せジョイントタイプがある。

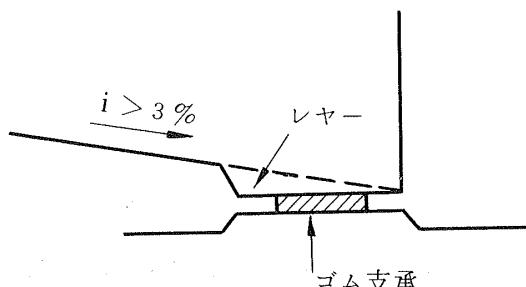


図-3.122

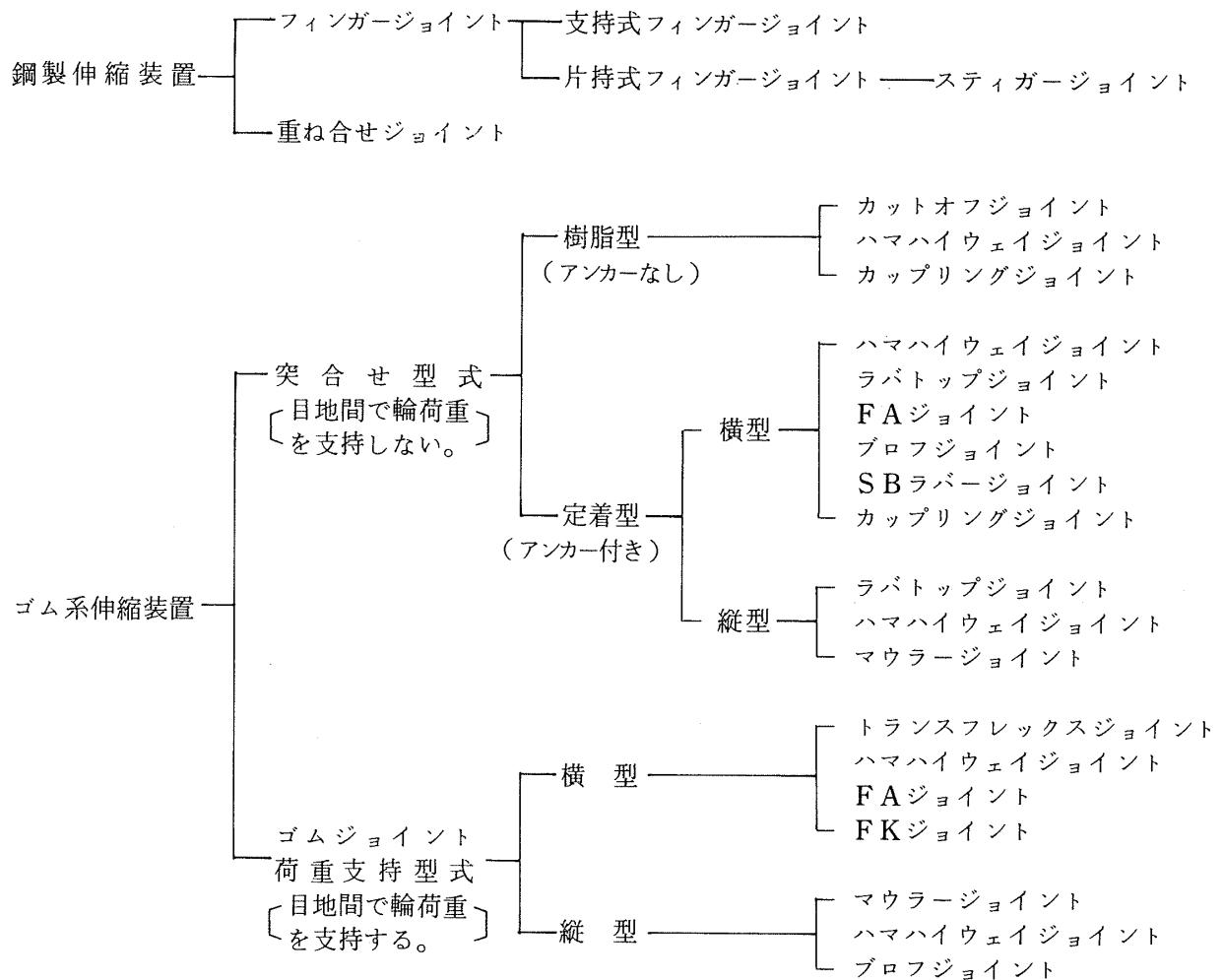


図-3.123 伸縮装置の分類

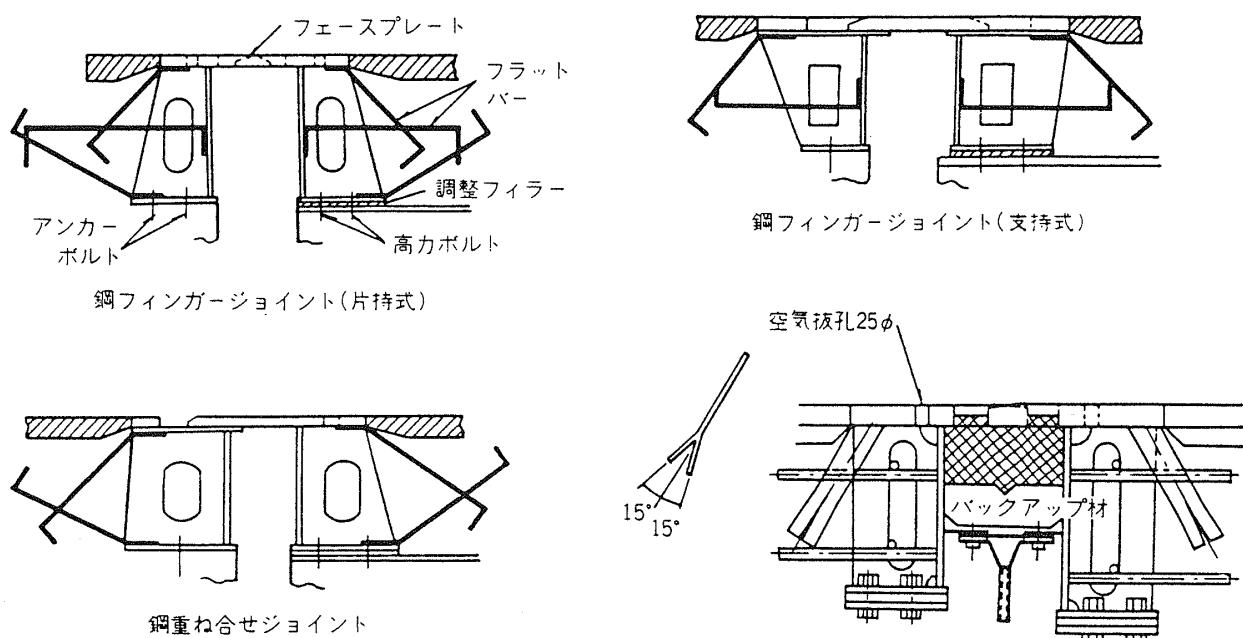


図-3.124 鋼製伸縮装置⁹⁹⁾

a) 鋼フィンガージョイント

フィンガージョイントタイプは、その支持構造から、片持式と支持式とがある。図-3.124に示すように片持式は左右から張出した鋼製のフィンガーから成っており、支持式はフィンガーを左右から架け渡して、フィンガーの先端でも支持するタイプである。片持式と支持式のフィンガージョイントを比較すると、フェースプレートの厚さは、当然片持式の方が厚くなるが、重車両が高速で走行するような道路では、支持式は、耐久性が劣るので、片持式が採用される例が多い。

なお、鋼フィンガージョイントは、排水といを取付けたタイプが従来から多く使用されてきたが、排水といにごみ、土砂などが詰まり、漏水し易い。このため、都市内の街路上の高架や立体交差橋のように、伸縮部からの漏水を防がなければならない個所では、使用が制限される場合が多く、また、橋体についてもけた端部の腐食環境が著しく悪くなっている。このような欠点をおぎなうため排水といを用いずにフィンガージョイントウェブ遊間をシール材などで充填し、非排水型とした型式も開発採用されている。

フィンガージョイントは鋼板を切断、溶接して作られるのが一般的であるが、最近では図-3.125に示すような2次製品も製造販売されている。

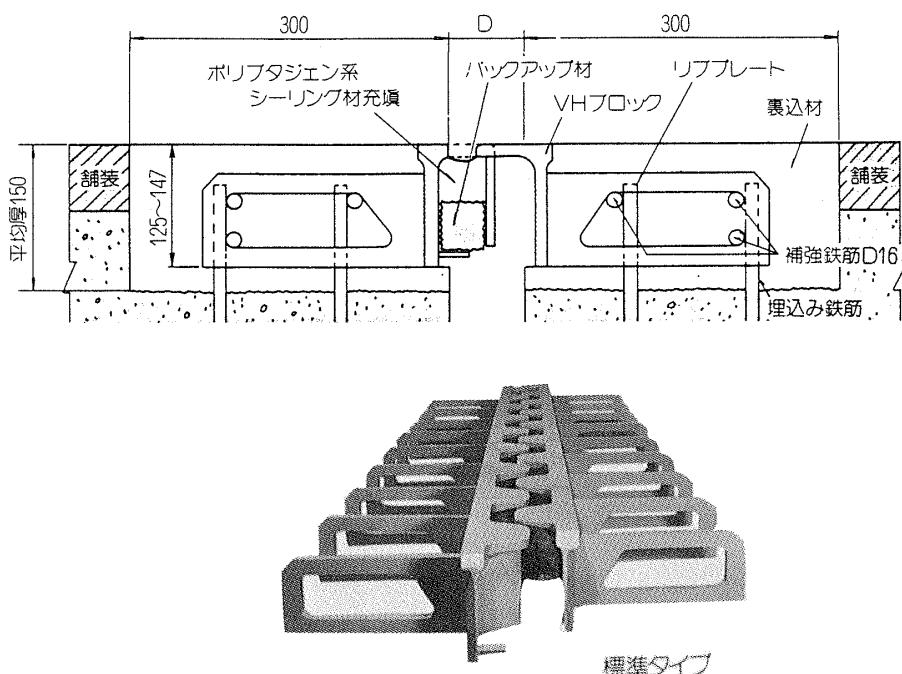


図-3.125 スティーガージョイント¹⁰⁰⁾

b) 鋼重ね合せジョイント

鋼重ね合せジョイントとは、矩形のフェースプレートを重ね合せたジョイントであり、フェースプレートは先端で支持している形式であるため、重車両により破損する例が多く、最近では使用される割合が少なくなった。しかし、この型式も歩道をもつ橋梁で車道に鋼フィンガージョイントを採用した場合の歩道部分には適した型式である。なお歩道に使用する場合のフェースプレートの最小厚は12mm程度以上とした方がよい。

(3) ゴム系伸縮装置¹⁰¹⁾

ゴム系伸縮装置は、伸縮自在の各種形状のゴムを主体としたジョイントであり、自動車の輪荷重を床版遊間で支持する型式と、支持しない型式の大きく2種類に分けられる。荷重を支持しない型式は、一般に突合せジョイントと呼ばれており、荷重を支持する型式は、ゴムジョイントと呼ばれている。また、構造型式とは別にその施工時期によっても区分され、①舗装施工前に設置する型式（先付け型式）と②舗装施工後に設置する型式（後付け型式）とに使い分けられている。舗装の平坦性は、舗装の出来形に合せて施工できる、後付け型式の方が確保し易く、実績としても後付け型が多い。

ゴム系伸縮装置の特徴としては次のような点が挙げられる。

- ① ゴムが水密性に優れているため防水、防音性がよい。
- ② 後付型式では、平坦性が出し易く、走行性がよい。
- ③ 軽量であるため施工性がよく、補修作業にも使用し易い。
- ④ 鋼フィンガージョイントに比べ、耐久性については、ゴム本体の破損や輪立ち堀れによる定着部の破損があることなど、一般に劣るようである。
- ⑤ 適用伸縮量についても、鋼フィンガージョイントに比べ、一般的に小さい。
- ⑥ 斜角のある場合は、伸縮量について注意する必要がある。

a) 突合せジョイント

突合せジョイントは、ゴム系の伸縮装置の中でも、特に種類が多く、いろいろなタイプが考案されている。種類としては、大きく分けて、①樹脂系突合せジョイント（アンカーレスの型式）と②ゴム系突合せジョイント（アンカーフィニッシュの型式）に分類される。

さらにゴム系突合せジョイントについては、あまり明確な分類ではないが、平面上の形から横型と縦型に分けられる。

突合せジョイントとの一般的特長としては、ゴムジョイントに比べて安価で施工性もよいが、伸縮装置のゴム本体そのものが、けた遊間を塞いだだけの役目しかしていないため、ゴムジョイントに比べ、適用伸縮量が小さくなる。

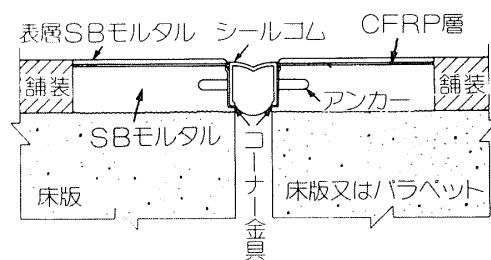


図-3.126 カットオフジョイント¹⁰²⁾

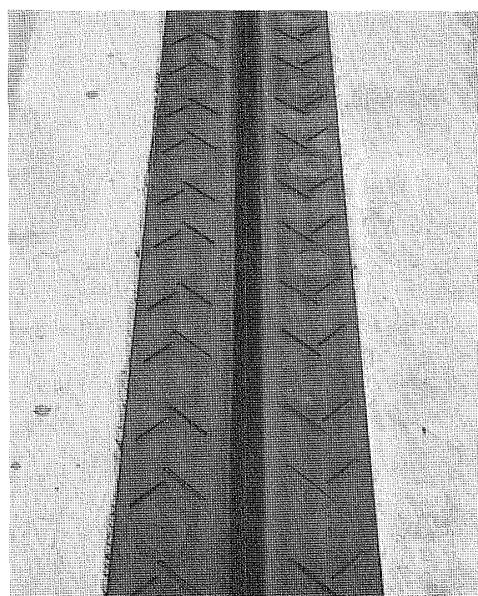
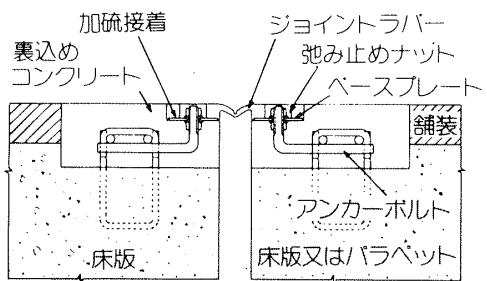


図-3.127 ニューエスビーラバージョイント¹⁰²⁾

① 樹脂系突合せジョイント

樹脂系突合せジョイントは、けた端の舗装の欠け落ちを防ぐため、エポキシ樹脂モルタルで舗装を保護する構造型式であるが、エポキシ樹脂モルタルだけでは、角欠け、ひび割れに弱いので、強化プラスチックまたは、ガラスチップの補強層を表面近くに設けている。シールゴムはコーナーチャンネルなどに、接着材を塗布し、圧縮されて装置される。図-3.126にその1例を示す。

この型式の一般的な特長としては、ジョイント全体が舗装厚内に取付けが可能であり、けたを切り欠かなくてもよいこと、取換工事が比較的容易であること、経済的であることなどがある。しかし、床版との定着が接着剤のみであることから、施工の良質によるばらつきが出やすい。

② ゴム突合せジョイント

ゴム突合せジョイントは前記の樹脂系突合せジョイントとゴムジョイントの中間的な特長を持っている。この型式も多くの種類があるが、基本的には、けた端の舗装の欠け落ちを防ぐため、ゴムあるいは鋼板で補強した構造であり、けたへの定着はアンカーボルトで行ない、補強鉄筋を配筋している。

横型はM型のゴムの変形により、伸縮機能を果たしており、ゴム部材だけの取替えがアンカーナットを取りはずすことにより、可能である。しかし、施工に留意しないと定着部のナットがゆるむ恐れがあることにもなるので十分注意する必要がある。図-3.127に1例を示す。

縦型は床版端部にコーナーチャンネルを設け、これに伸縮ゴム材を固定したものである。特長としては、伸縮量の割には、ゴムが輪荷重を受ける面積が少ないと、定着アンカーが横型に比べ大きなものが使用可能であること、定着部のコンクリート打設が容易に行なえる、などがあるが、製品のゴムだけの取り替えが困難な型式もあること、伸縮量の大きなものは、横型に比較して価格が割高となることなどの欠点もある。図-3.131にその例を示す。

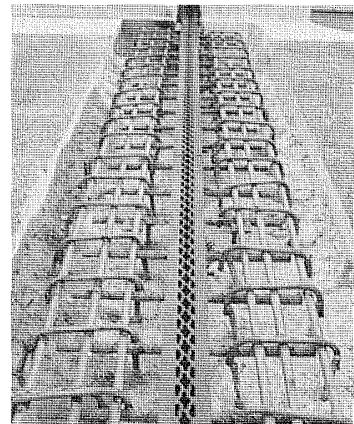
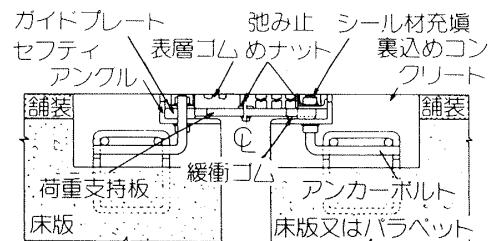


図-3.128 スリーエスジョイント¹⁰²⁾

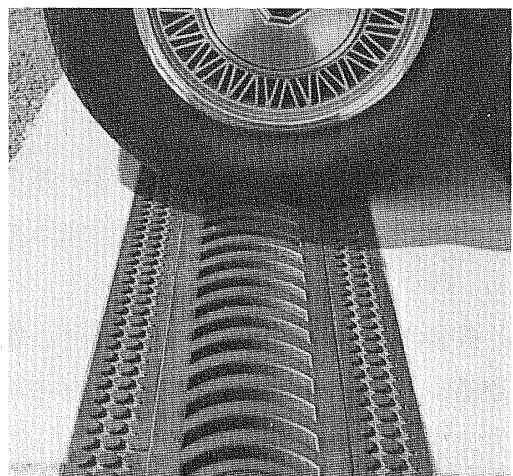
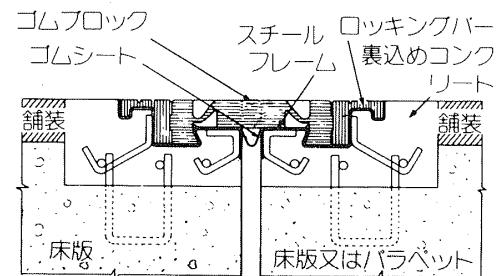


図-3.129 サガジョイント¹⁰²⁾

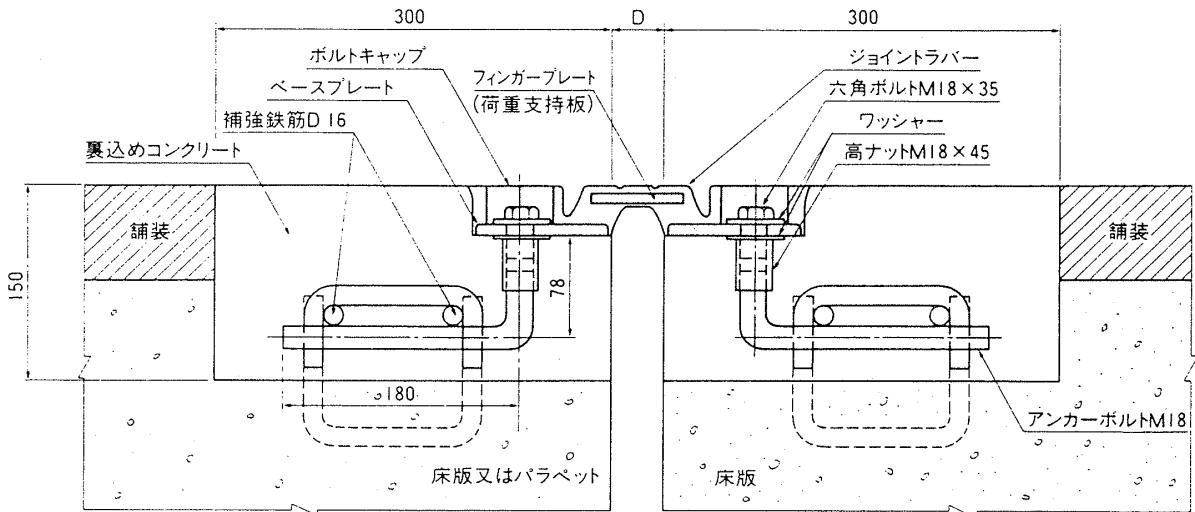


図-3.130 ランガージョイント¹⁰²⁾

b) ゴムジョイント

各種形状のゴム材と鋼材を組合せて、輪荷重を床版遊間で支えられるようにした構造であり、伸縮量によってゴムの形状を変えるものと、ゴムのセル数を変えるものとがある。主な特長としては、直接輪荷重を支えられるため、比較的大きな伸縮量がとれることがある。

横型は鋼とゴムをそれぞれ機能別に合成したもので、その伸縮構造は、ゴムのせん断変形によるもの、ゴムの形状変形によるもの、スライド式ジョイントにゴム機能を付加したものなど各種のものがある。

一般的には、ゴム部材のみの取替えが可能であること、伸縮装置が伸縮量が大きい割に厚みが薄いため、けたの切り欠きが比較的浅くてすむことなどがある。図-3.133に例を示す。

縦型はゴム部材では荷重を支持せず、鋼ビームが移動し、荷重を支持する構造が、ゴムの下にある鋼材で荷重を支える構造であり、ゴムジョイントの中でも比較的大きな伸縮量がとれるようになっている。しかし、その構造上、床版の切り欠きが大きくなる。

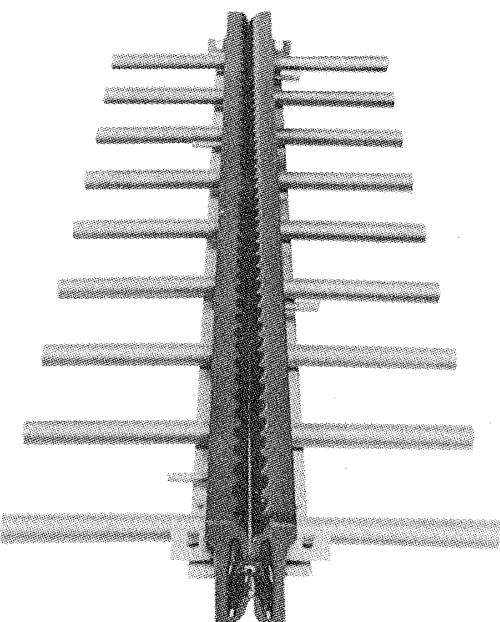
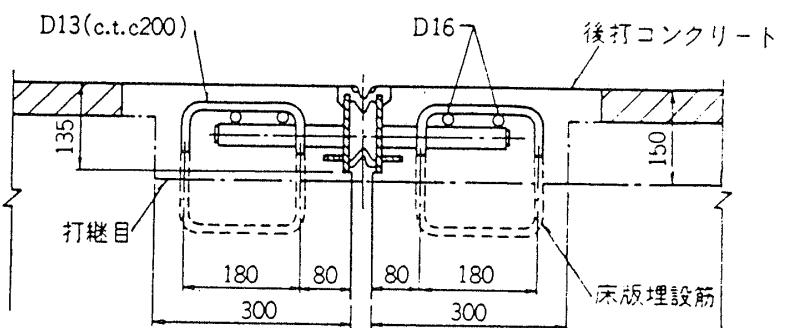
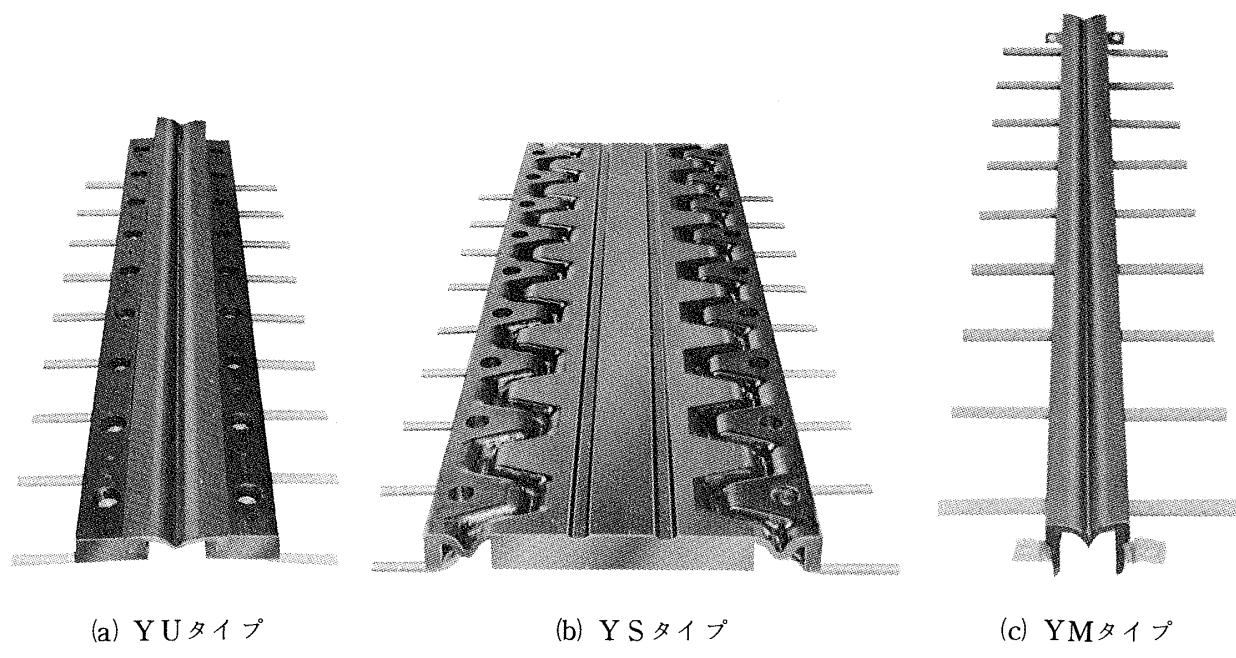


図-3.131 ハマハイウェイジョイント¹⁰³⁾
モノセルタイプ



(a) YUタイプ

(b) YSタイプ

(c) YMタイプ

図- 3.132 ハマハイウェイジョイント¹⁰³⁾

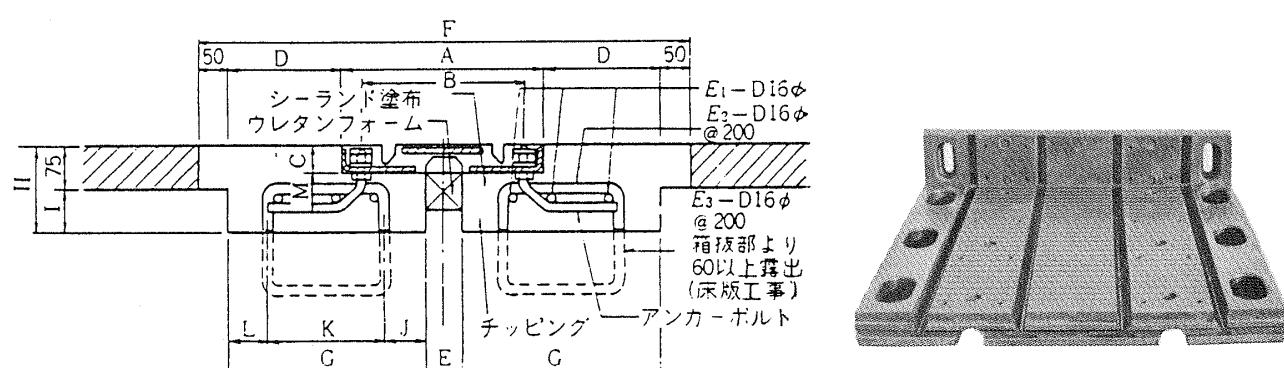
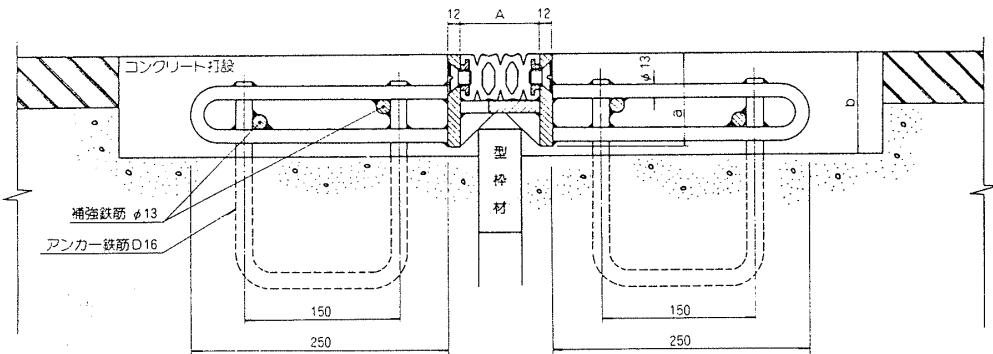
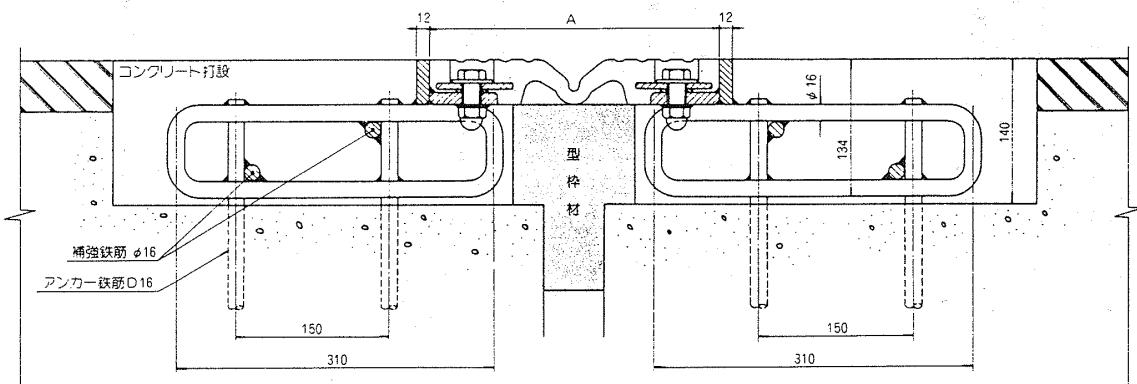


図- 3.133 トランスクフレックス¹⁰⁴⁾



(a) N 型



(b) M 型

図-3.134 プロフジョイント¹⁰⁵⁾

(4) 伸縮量の算定

伸縮量を算定する際の基本的事項としては、

- ② 温度変化
- ⑤ コンクリート橋における乾燥収縮およびクリープ
- ⑥ 死荷重、雪荷重、活荷重による桁端の回転移動
- ⑦ 縦断勾配の影響による鉛直変位
- ⑧ 斜橋や曲線橋における目地方向の変位

等がある。このほか、地震時における隣接構造物間の相対変位や半地下道路をまたぐ橋梁のような場合の側方流動による影響等も考えられるが、このような変位量を把握することは現状においては困難であり、通常、伸縮量の算定には考慮していない。「道路橋伸縮装置便覧」では上記基本的事項のうち②、⑤を基本伸縮量として扱い、他の温度誤差、施工誤差、伸縮装置の品質誤差等に対しては一般に余裕量として算定している。また⑦、⑧等に関しては構造上の必要量として考慮するものと記されている。日本の各機関でもこれと同様の考え方が採用されており、表-3.22、3.23に各機関別の鋼橋とコンクリート橋の設計伸縮量算定式を例示する。これによれば、温度変化量を基本としている点では同一であるが、上路橋と下路橋の区分、活荷重による桁端移動量、余裕量の定め方、乾燥収縮の低減係数、プレストレス導入時の弾性係数等、各機関によって多少考え方の異なっていることが知れる。

表-3.22 鋼橋の設計伸縮量算定式（ただし寒冷地を除く）（単位 伸縮量：mm, 伸縮桁長：m）¹⁰⁶⁾

機 関	橋 種	日本道路協会：便覧(昭45.4)	日本道路公團：設計要領(昭54.4)		伸縮繩手設計施工基準(昭53.4)						阪神高速：基準(昭55.4)	
			上路橋	下路橋	鋼床版	上路橋	下路橋	鋼床版	上路橋	連続橋	連続橋	
温度範囲	ΔT (°C)	-10~+40	-10~+40	-10~+50	-10~+40	Mov	Mov	Mov	Mov	Mov	Mov	-10~+50
線膨張係数	a	12×10	12×10	12×10	12×10	—	—	—	—	—	—	-10~+50
温度変化量	$\Delta L_t = a \cdot \Delta T \cdot L$	0.6×L	0.6×L	0.72×L	0.6×L	—	0.6×L	—	0.72×L	—	—	12×10
活荷重による桁端の回転移動量	R	—	—	—	0.06×L	0.06×L	—	—	0.08×L	0.08×L	—	0.72×L
基本伸縮量	$\delta_0 = \Delta L_t + R$	0.60×L	0.60×L	0.72×L	0.66×L	0.06×L	0.60×L	0.08×L	0.88×L	0.60×L	—	0.72×L
余裕量	δ_a	0.06×L	0.12×L+10	0.14×L+10	—	—	—	—	—	—	—	基本伸縮40% 0.28×L
設計伸縮量	$\delta = \delta_0 + \delta_a$	0.66×L	0.72×L+10	0.86×L+10	0.66×L	0.06×L	0.60×L	0.08×L	0.80×L	0.60×L	—	1.00×L

表-3.23 コンクリート橋の設計伸縮量算定式（単位 伸縮量：mm, 伸縮桁長：m）¹⁰⁷⁾

機 関	橋 種	日本道路協会：道路橋伸縮装置便覧(昭45.4)			日本道路公團：設計要領(昭54.4)			日本道路公團：伸縮繩手設計施工基準(昭53.4)			阪神高架道路公團：構造物設計基準(昭55.4)		
		P C 橋	R C 橋	P C 橋	R C 橋	P C 橋	R C 橋	P C 橋	R C 橋	P C 橋	R C 橋	P C 橋	R C 橋
温度範囲	ΔT (°C)	-5~+35	同左	-5~+35	同左	Mov	Mov	Mov	Mov	-5~+35	同左	同左	同左
線膨張係数	a	10×10	同左	10×10	同左	Mov	Mov	Mov	Mov	10×10	同左	同左	同左
温度変化量	$\Delta L_t = a \cdot \Delta T \cdot L$	0.4×L	0.4×L	0.4×L	0.4×L	—	0.4×L	—	0.4×L	—	0.4×L	0.4×L	0.4×L
乾燥収縮量	s	設計者が決定	同左	20°C温度降下	同左	相当分	相当分	0.2×L	0.2×L	20°C温度降下	相当分	相当分	0.2×L
最終乾燥収縮量	β	設計者が決定	同左	20°C温度降下	同左	材令2~3ヶ月	材令2~3ヶ月	0.4	0.4	20°C温度降下	材令3ヶ月	材令3ヶ月	0.4
乾燥収縮量	$\Delta L_s = \beta \cdot s \cdot L$	0.2× $\beta \times L$	0.2× $\beta \times L$	0.1×L	0.1×L	0.08×L	0.08×L	—	0.08×L	—	0.08×L	0.08×L	0.08×L
アプレストレス導入時の弹性係数	E_s (kg/mm ²)	300,000	—	300,000	—	—	—	325,000	—	—	320,000	—	—
アプレストレス導入時の応力密度	σ_s (kg/cm ²)	60	—	60	—	—	—	50	—	—	60	—	—
クリーパー係数	β	設計者が決定	同左	0.4×L	0.4×L	—	0.4×L	—	0.31×L	—	0.375×L	—	—
最終クリーパー量	$C = (\sigma_s/E_s) \cdot \phi$	2	—	2	—	—	—	0.4	0.4	—	0.4	—	—
クリープ量	γ	設計者が決定	同左	0.4×L	0.4×L	—	0.4×L	—	0.31×L	—	0.375×L	—	—
活荷重による桁端の回転移動量	R	—	—	—	—	0.2×L	—	0.12×L	—	0.12×L	—	0.15×L	—
基本伸縮量	$\delta_0 = \Delta L_t + \Delta L_s + \Delta L_c + R$	(0.4+0.6 β)L	(0.4+0.2 β)L	0.7×L	0.5×L	—	0.04×L	—	0.04×L	—	—	—	—
余裕量	δ_a	0.04×L	—	—	—	—	—	0.64×L	0.04×L	0.6×L	—	0.63×L	0.48×L
設計伸縮量	$\delta = \delta_0 + \delta_a$	(0.44+0.6 β)L	(0.44+0.2 β)L	0.84×L+10	0.60×L+10	0.64×L	0.04×L	0.60×L	0.04×L	0.60×L	0.90×L	0.70×L	0.70×L

(5) 床版遊間量の決定

伸縮装置の選定は、通常設計伸縮量に基づいて行われている。しかし、伸縮機能は設計伸縮量によって支配されるが、装置そのものの大きさは床版遊間量によって決定されるという点が重要である。図-3.135に桁端遊間の定義を示す。道路橋示方書には桁遊間量に関する規定は示されておらず、一般には架設の施工性から定められる例が多い。今、支間30mのRC床版鋼単純桁を想定した場合の設計伸縮量を「道路橋伸縮装置便覧」の簡易計算法に基づいて計算すれば、表-3.23より、

$$\text{設計伸縮量} = (0.44 + 0.2 \times 0.4) \times 30 \text{ m} \doteq 16 \text{ mm}$$

(ただし、乾燥収縮の低減係数 $\beta = 0.4$ と仮定)

この程度の伸縮量であれば、通常突合させ後付け形式を選定する場合が多い。ここでは許容伸縮量20mmのゴムジョイントを採用するものと仮定すれば、この装置自体から定められる床版の最大遊間量は概略75mm程

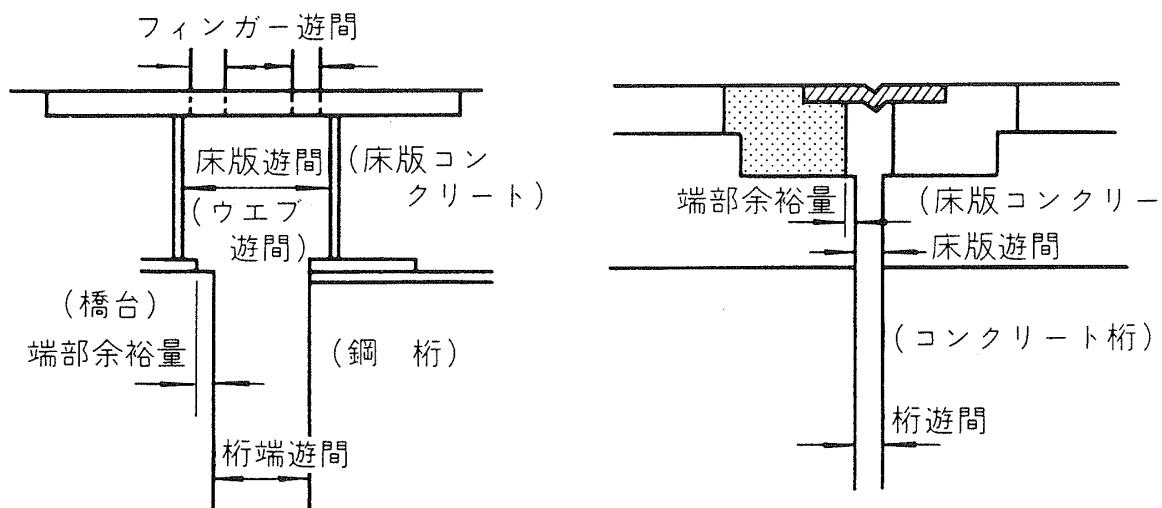


図-3.135 遊間の定義

度と考えられる。一方、床版コンクリートの端部は桁端と同一となるよう打設されるのが一般的であるから、「床版遊間=桁端遊間」という結果になる。したがって標準温度15°Cにおける桁間遊間量を100mmで施工すると仮定した場合、道路橋示方書に規定されている最小温度-10°Cの時点では、

$$\text{最大遊間量} = 100 \text{ mm} + 12 \times 10^{-6} \times 25 \text{ }^{\circ}\text{C} \times 30 \text{ m} = 109 \text{ mm}$$

となり、伸縮装置自体から要求される最大遊間量を超えることとなる。このように、伸縮装置の大きさは設計伸縮量ではなく、床版の最大遊間量によって決定されるものであり、従来伸縮装置の選定においてこの床版遊間にに対する認識が比較的欠けていた結果、早期に伸縮装置が破損した事例も見受けられている。以上より、床版遊間と選定された伸縮装置固有の最大遊間量とをどのように調整するかが重要となる。床版遊間を桁遊間と一致させれば伸縮装置は当然所要の伸縮装置以上の大さきのものを選定する必要があり、他方、床版遊間を所要の伸縮装置遊間に一致させようとすれば主桁架設の時点から桁遊間を調整する必要がある。表-3.24, 3.25に桁遊間の規定例を示す。

現在市販されているゴム系伸縮装置のそれぞれの許容伸縮量と許容最大遊間量を表3.26に示す。

表-3.24 桁端遊間および床版遊間(日本道路公団設計要領,昭和55年4月版)

(イ) 突合わせジョイントおよびゴムジョイント			
突合わせジョイントおよびゴムジョイントの標準温度(クリープ、乾燥収縮が終了した時点)における桁端遊間および床版遊間は次表によるのを標準とする。			
伸縮装置の種類	伸縮量(Δl)	桁端遊間	床版遊間
突合わせジョイント	$\Delta l \leq 30$	30	30
	$30 < \Delta l < 40$	40	40
ゴムジョイント	$\Delta l \leq 50$	40	40
	$50 < \Delta l < 70$	60	60

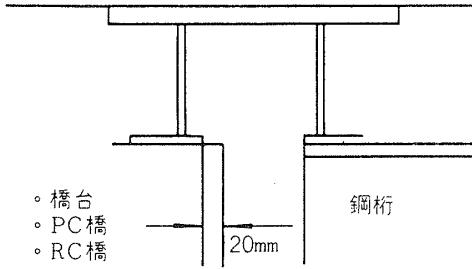
(ロ) 鋼製フィンガージョイント			
鋼製フィンガージョイントの桁端遊間および床版遊間は、コンクリート部の端部余裕量を20mm確保して定めるものとする。			
 橋台 PC橋 RC橋 鋼桁 端部余裕量			

表-3.25 桁遊間および床版遊間(阪神高速道路公団,昭和55年4月版)

伸縮装置	伸縮量	桁遊間		床版遊間
		鋼桁	コンクリート桁	
切削目地	10以下	100	20	20
突合わせジョイントB	0~20	100	40	40
突合わせジョイントA	20~35	100	40	40
ゴムジョイント	50以下	100	50	50
	50~75	100	65	65
	75~100	150	100	100
鋼製フィンガージョイント	75以下	100	85	130
	75~150	150	135	180
	150~200	200	185	230

(6) 伸縮装置の選定

伸縮継手の選定は橋種、伸縮量、耐久性、水密性、施工性、補修性、経済性等の各種の因子を総合的に考慮して行われている。

橋種は鋼橋とコンクリート橋とに分類され、鋼橋に対してはほとんどすべての伸縮装置が使用可能であるのに対し、コンクリート橋においては主にゴム系伸縮装置が用いられ、鋼製フィンガージョイントはその定着構造の点からコンクリート橋には一般にあまり使用されない。

伸縮装置の選定の目安を表-3.27～表-3.29に示す。

表-3.26 ゴム系伸縮装置の製品別許容伸縮量と最大遊間量¹⁰⁸⁾

会社名	品名	形式	突合わせ形式		荷重支持形式	
			許容伸縮量	最大遊間量	許容伸縮量	最大遊間量
アサクラ理研工業	エース	R, RM	50	75	—	—
		BM-35~120	—	—	35~120	55~200
		NB-35~120	—	—	"	"
		NBM-35~120	—	—	"	"
		B-35~120	—	—	"	"
エービーシー商会	カッブリング	NR		20	—	—
		SE-50, 70	50, 70	80, 100	—	—
		C-45, 65, 95	30, 40, 50	43, 62, 92	—	—
極東鋼弦	FK	SC-35	—	—	35	55
		S-50~200	—	—	50~200	70~220
		CR, CL-50, 75, 100	—	—	50, 75, 100	70, 95, 120
		GL-V	20	70	—	—
		GL-40, 65	—	—	40, 65	60, 106
ショーボンド建設	グライディング	CLH-30, 50, 70	—	—	30, 50, 70	80, 120, 160
		GL-F	—	—	30	70
		スバーク	VL, VS-1, 2, 3	30, 50, 65	—	—
		SBS-1, 2	40, 50	70, 90	—	—
	カットオフ	S-1, 2, 3	20, 30, 40	40, 60, 75	—	—
		M-0, 1, 2	10, 25, 50	30, 50, 75	—	—
		B-1, 2, 3, 4	10~40	25~60	—	—
	ニューカットオフ	A-1, 2, 3	20, 30, 45	40, 60, 75	—	—
	カットオフSS	SS-1, 2, 3	20, 30, 45	54, 74, 89	—	—
	S-Bラバー	MS, MD-35, 50, 70	35, 50, 70	60, 90, 130	—	—
中外道路	ニュ-SBラバー	L-50	50	90	—	—
	ステイガード	ST-40, 60, 80	—	—	40, 60, 80	90, 130, 175
	サガ	SG-30~110	—	—	30~110	40~120
	ラバートップ	RTS-50, 90	50, 90	70, 110	—	—
		RTH-35, 60	35, 60	45, 70	—	—
	ニューラバートップ	NRTS-50	50	70	—	—
	メタルトップ	MTT-50, 60	50, 90	70, 110	—	—
	ガイトップ	GT-20~175	—	—	20~175	87~387
	メタルトップスーパー	MTS-50, 90	—	—	50, 90	70~125
	ガイフレックス	GF-50, 90	—	—	"	"
東京ファブリック工業	C.G.スチール	NL-F30, 50	—	—	30, 50	84, 109
		NT-FI30, 50	—	—	"	"
		M-30, 50	30, 50	65, 95	—	—
日本橋梁工業	ブローフ	II-15, 20, 25, 35	—	—	20~45	50~92
		III-20~90	—	—	20~90	50~165
日本铸造	マウラー	E-60, 75	60, 75	80, 88	—	—
		E-120~600	—	—	120~600	120~960
ニッタ	トランスマウラー	長大用ジョイント	—	—	○	○
		F-S	—	—	35	52
		No.35~330	—	—	35~330	52~495
藤田商事	ホーネル	H-60, 120, 180	—	—	60, 120, 180	80, 175, 235
		SR	—	—		
横浜ゴム	ハマハイウェイ	IP-E30, E50	30, 50	45, 65	—	—
		YM	50	80	—	—
		YMN	20	50	—	—
		YM-M-20, 40, 60	20, 40, 60	68, 88, 110	—	—
		モノセル-2G, 4G, 6G	20, 40, 60	68, 100, 110	—	—
		YU-60, 80	60, 80	80, 100	—	—
		YU-M	50	80	—	—
		YS-35~150	—	—	35~150	57~200
		YS-M35~125	—	—	"	"
		YC(H)-30~100	—	—	30~100	60~180

表- 3.27 伸縮継手の使用範囲(日本道路公団)

伸縮装置の種類	橋種	使 用 範 囲	
		伸 縮 量	
		15 000台以上/日*	15 000台未満/日
突合わせ ジョイント	コンクリート橋	—	30mm未満
	鋼 橋	—	40mm未満**
ゴムジョイント	コンクリート橋	80mm未満	100mm未満
	鋼 橋	50mm未満	100mm未満**
鋼製フィンガー ジョイント	コンクリート橋	使用制限なし	使用制限なし
	鋼 橋	"	"

注) *:日交通量15 000台は2車線あたり、供用後10年の推定値とする。

**:鋼橋においては鋼製フィンガージョイントを使用するのが望ましい。

斜ア橋においては、幅員、交通量等を考慮して形式を選定する。

表- 3.28 伸縮継手の使用範囲(阪神高速道路公団)

(1) 伸縮装置の使用区分は次の表を標準とする。

種類	伸縮量	0	10	20	30	40	50	60mm
		---	---	---	---	---	---	---
切削目地	---	---	---	---	---	---	---	---
突合わせジョイントB	---	---	---	---	---	---	---	---
突合わせジョイントA	---	○	---	---	---	---	---	---
ゴムジョイント	---	○	---	---	---	---	---	---
鋼フィンガージョイント	---	---	---	---	---	---	---	---

注) ○印は含まない。

(2) 両側の桁の支承がどちらも固定の場合は、原則として突合わせジョイントBを使用するものとする。ただし、活荷重による桁端の回転変位が大きい場合は突合わせジョイントAあるいは鋼フィンガージョイントを使用してもよい。

- 注) 1. 使用区分の表において重複する部分は実線部分の伸縮装置を使用するのが望ましい。
2. 伸縮量が35mmを超える鋼桁には原則として鋼フィンガージョイントを使用するものとする。
3. 切削目地は原則として短スパンの鉄筋コンクリート桁またはPC桁以外に使用しないものとする。

表- 3.29 伸縮継手の使用範囲(首都高速道路公団)

形 式	適 用 伸 縮 量	適 用 最 大 遊 間 量
簡 易 型*	0 ~ 10	~ 30
小 型	突合わせ型	0 ~ 20
		20 ~ 40
	荷重支持型**	20 ~ 30
		30 ~ 40
大 型	荷重支持型	40 ~ 50
		50 ~ 60
		60 ~ 70
		~ 70
	鋼製フィンガージョイント	0 ~
		0 ~

注) * : 簡易型は、PC JIS桁のように床版箱抜きが不可能な場合に使用する。

** : 小型の荷重支持型は、騒音の苦情が予想される箇所に設置することを原則とする。

3.4.3 橋梁用防護柵

(1) 橋梁用防護柵の種類

橋梁用防護柵は、その機能、設置目的によって次の3種類に分類される。¹⁰⁹⁾



(2) 高 欄

高欄は、歩行者及び自転車の橋梁への転落防止を目的としたもので歩道等に接する地覆に設置される。

高欄の高さは、歩道等の路面より 110 cm を標準とする。縦桿横桿等部材相互の間隔は、幼児のすり抜けを防止する意味で 15cm 以下とすることが望ましい。

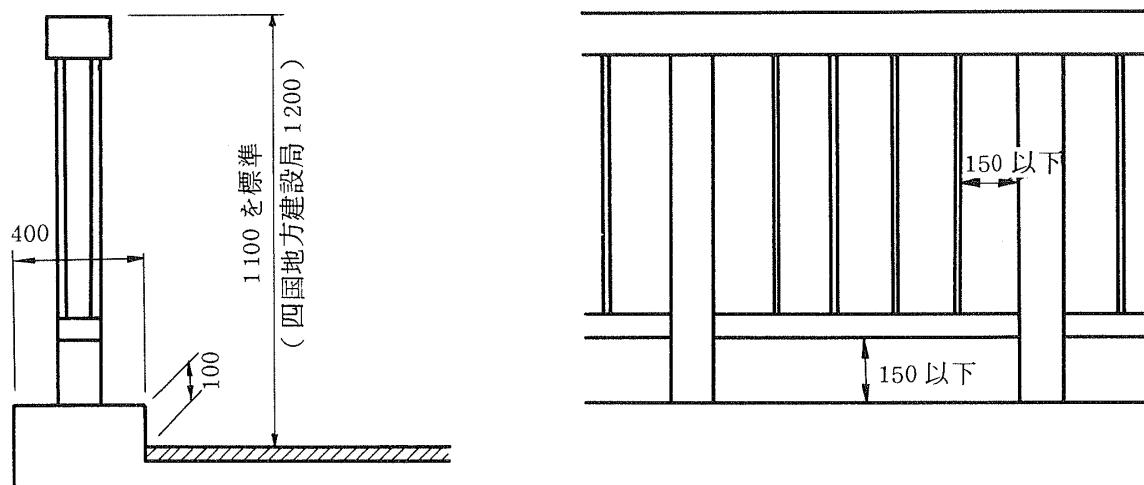


図-3.136 高 欄

(3) 橋梁用車両防護柵

橋梁用車両防護柵は、走行中に進行方向を誤った車両が橋梁外・対向車線あるいは歩道等に逸脱するのを防ぐとともに、乗員の傷害及び車両の破損を最小限にとどめて、車両を正常な進行方向に復元させるのを目的として、車道に接する地覆あるいは歩車道境界に設置される。

車道に接する地覆に設ける車両防護柵には、路側用防護柵(A, B, C, S種)の中から道路の種類に応じて適当なものを選定する。ただし、大型車両の混入率の高い区間、橋下が高く特に危険度が高い区間、あるいは車両の橋外逸脱によって二次的事故を引き起す区間には一段上位の種別を使用するか、もしくは剛性防護柵(コンクリート防護柵)を使用する。

路側用防護柵は、ブロックアウト型式とし、その標準的寸法を図-3.137(a)に示す。

車両の軽落によって二次的事故が発生する恐れのある場合、あるいは線形が視認されにくい曲線部等、車

両の路外逸脱が生じやすい場合には、必要に応じて歩車道境界にも車両車防護柵を設置する。この場合の防護柵としては、歩道用ガードレール（Ap, Bp, Cp）を用いる。

また、歩行者の乱りな横断を防止する必要がある場合には、歩車道境界にP種の横断防止柵を設ける。

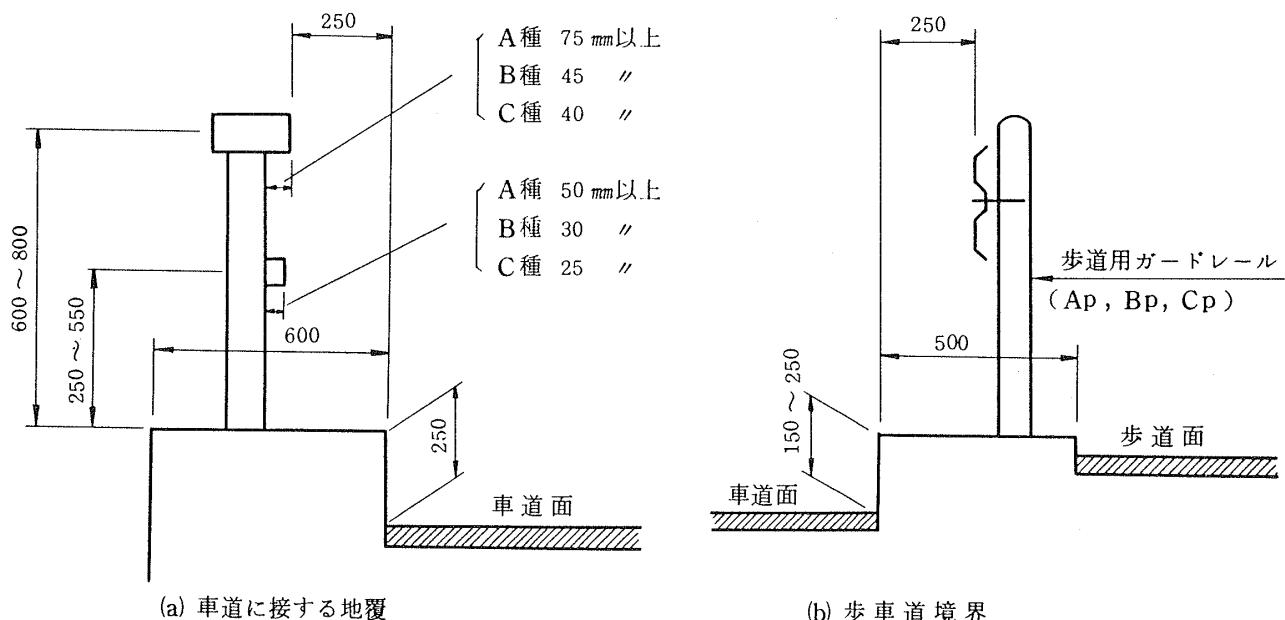


図-3.137 橋梁用車両防護柵

(4) 高欄兼用車両防護柵

高欄兼用車両防護柵は、高欄と橋梁用車両防護柵の両者の機能を兼ね備えた防護柵である。歩行者・自転車が車道に混入する恐れがある場合には車道に接する地覆に、また歩車道境界に車両用防護柵を設置する必要があるが、幅員が狭く車両用防護柵を設置すると歩行者の通行を妨げる恐れのある場合には歩道等に接する地覆に高欄兼用車両防護柵を設置する。

(5) 橋梁用防護柵の選定

a) 材質

橋梁用防護柵の材質には、鋼製、ダクタイル鋳鉄製、アルミ製、ステンレス製のものがある。高欄についてはいずれの材質を用いても問題ないが、橋梁用車両防護柵あるいは高欄兼用車両防護柵は、支柱の頂部が30cm変形してもなお破壊しないじん性が要求されることから鋼製を用いることが望ましい。

b) 塗装

鋼製あるいはダクタイル鋳鉄製の場合は防蝕塗装が必要である。塗装にはペンキ塗装、溶融亜鉛メッキ

表-3.30 防護柵の設計条件¹¹⁰⁾

種別	適用する道路の種類	設計条件					車両の最大進行程
		車両の衝突速度(Km/h)	車両の重量(t)	車両の衝突角度(度)	車両の受ける加速度(g)	支柱を地中に埋め込む場合(m)	
路側用	A 高速自動車国道 自動車専用道路 特に主要な一般国道	60	14 および 3.5	15	4 以下	1.1 以下	0.3 以下
	B 主要な一般国道 主要な地方道 都市内の主要道路	40					
	C その他の道路	35					
	S 道路の種類に関係なく国鉄新幹線等と交差または近接している道路の区間	80			—		
分離帯用	Am 高速自動車国道 自動車専用道路 特に主要な一般国道	60	14 および 3.5	15	4 以下	1.5 以下	0.5 以下
	Bm その他の道路	40				1.1 以下	0.3 以下
歩道用	Ap 特に主要な一般国道	60	14 および 3.5	15	4 以下	0.75 以下	0.3 以下
	Bp 主要な一般国道 主要な地方道 都市内の主要道路	40					
	Cp その他の道路	35					
P	簡易な歩道の新設 歩行者の横断防止のため に必要な区間 歩行者、自転車等の路外への転落を防ぐために必 要な区間	—	—	—	—	—	—

表-3.31 橋梁用防護柵の設置区分

防護柵の種類 設置場所	橋梁用車両防護柵	高欄兼用車両防護柵	高欄
歩道等に接する 地 覆	不適	歩車道境界に車両防護柵を設置する必要がある橋梁であるが、幅員が狭く、橋梁用車両防護柵を設置すると歩行者の通行を妨げる恐れのある場合。	・歩車道境界に車両防護柵を設ける必要がない場合 ・歩車道境界に車両防護柵が設置されている場合
車道に接する 地 覆	歩行者、自転車の混入する恐れのない場合	歩行者、自転車の混入する恐れがある場合	不適
歩車道境界	◦ 転落車両による二次的事故が発生する恐れがある場合 ◦ 線形が視認されにくい曲線部等、車両の路外逸脱が生じやすい場合	不適	不適

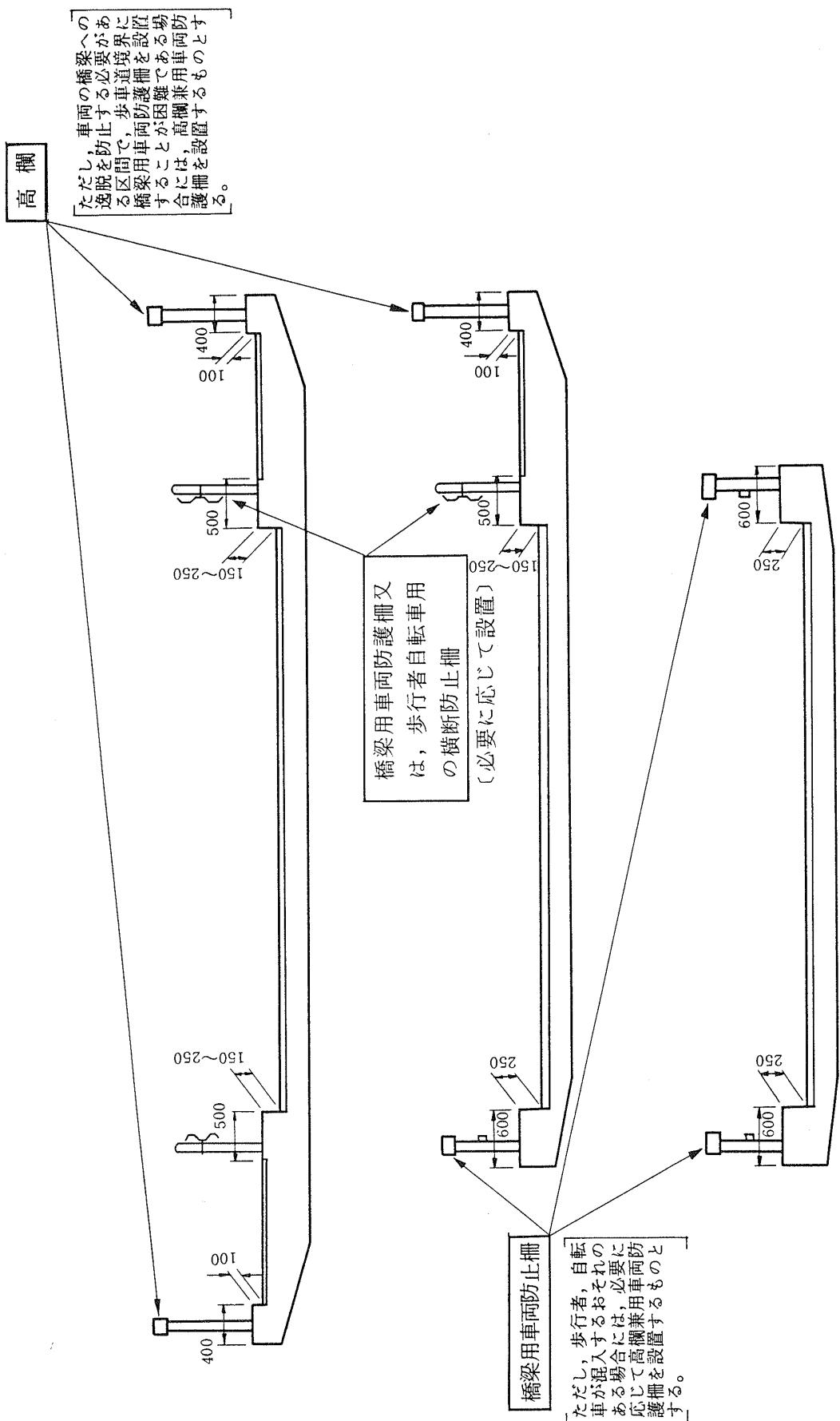


図-3.138 橋梁用防護柵の一般的な設置の考え方

塗装、静電粉体塗装等がある。このうちペンキ塗装は5年に1回程度の割で塗替えを要することから最近はほとんど使用されていない。現在は、経済的に優れた亜鉛メッキ塗装が主流を占めているが、亜硫酸ガスなどの多い腐食的な環境下で使用される場合、メンテナンスが困難で長期間にわたる耐久性が望まれる場合、市街地や国立公園などの美観が要求される場合には亜鉛メッキの上に溶剤系焼付塗装あるいは静電粉体塗装を行うことがある。

c) 建設省四国地方建設局の場合

建設省四国地方建設局では、次の様な使用基準を設けている。¹¹¹⁾

- ① 一般的には、溶融亜鉛メッキ仕上げ鋼製防護柵を使用する。
- ② 橋長30m以下の場合は、原則としてガードレールを用いる。
- ③ 市街部等の橋梁については、別途考慮することができる。

(6) 剛性防護柵

高架橋では、剛性防護柵を用いることが多い。建設省四国地方建設局の標準タイプを図-3.139に示す。

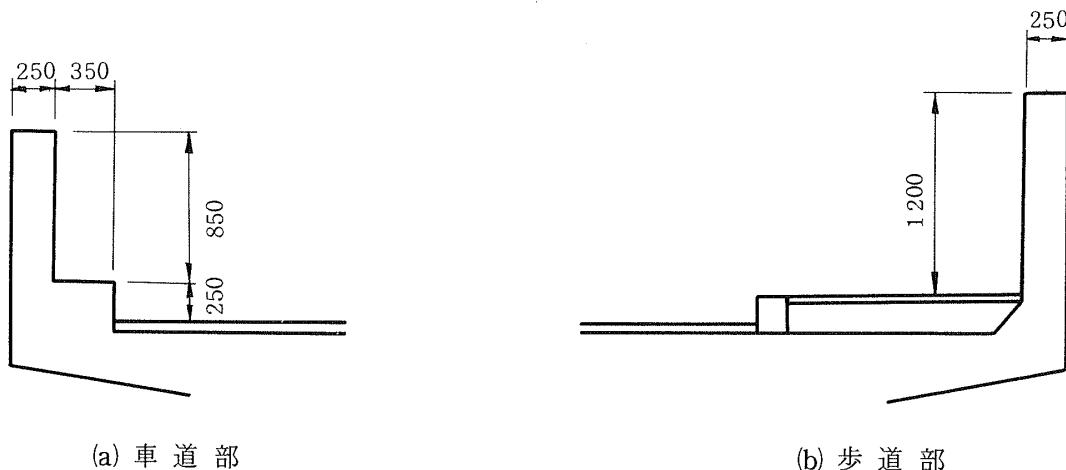


図-3.139 剛性防護柵の例

3.4.4 排水装置

(1) 排水ますの材質と形状

a) 排水ますの材質と形状

設置位置を車道内とする場合には、排水ます上に輪荷重が直接作用するので、耐荷力のある材質とする必要がある。また、排水ますには排水管に流入する土砂を防止するため沈泥ますを設けるとよい。その材質は腐食しないものとする。JIS G 5501, FC-25(ねずみ鉄)などを使用するのが良い。

なお、PCホロー桁などの場合で主桁間隔の関係で排水ますの大きさに制限がある場合には沈泥ますを

省略しても良いが、ます形状は清掃管理のしやすい構造とするのが良い。

b) 排水管の材質と形状

排水管の材質は原則として、硬質塩化ビニール管（JIS K6741）とするが、けた間に埋込むような場合には腐食しないステンレス鋼、亜鉛メッキ管等を用いるのが望ましい。

排水管の断面は原則として円形とし、その内径は10cm以上とする。屈曲部には掃除用のふた付きとするか、曲率半径の大きなベンド管を使用するとよい。

建設省四国地方建設局では、排水管の内径について、表-3.32のよう

に定めている。

(2) 排水ますの配置

排水ますの間隔は20m以下とするのがよい。

排水ますは縦断こう配が凹となる区間では、その中心に必ず1箇、その両側にそれぞれ5~10m程度離して設ける。

伸縮装置の近くには排水ますを設けて伸縮装置への流入量を極力減ずるなどの配慮が望ましい。また、縦断こう配の凹となる区間の中心に伸縮装置が設置される場合には、その両側に1.5m離して排水ますを設置するとい。

緩和曲線区間あるいはS字曲線区間の変曲点付近に生じる横断こう配が水平に近い区間では、縦断こう配も考慮して、排水ますの設置位置について十分検討を加えなければならない。

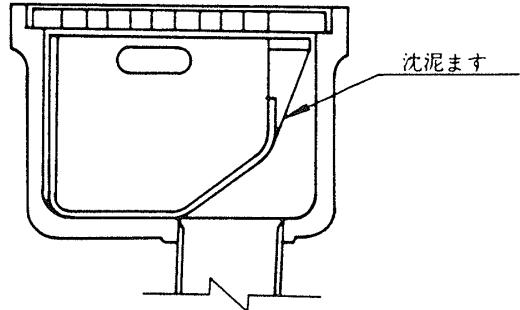


図-3.140 排水ますの例

表-3.32 排水管の内径¹¹²⁾

種別	管径	備考
垂れ流し	150 $\frac{mm}{m}$	
横・縦 引き	200	勾配について配慮すること。
	150	

道路構造に関する諸基準の運用指針（四国地方建設局）による。

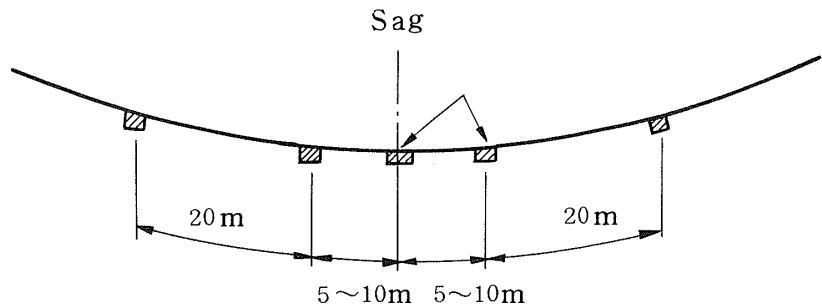


図-3.141 縦断曲線が凹の場合の排水ますの配置

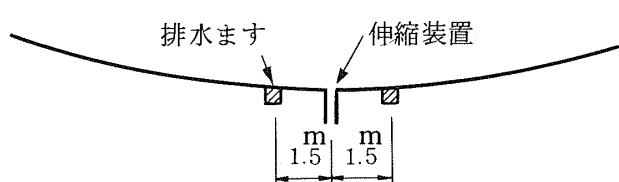


図-3.142 伸縮装置が凹となる区間にある場合

(3) 排水ますの設置位置

排水ますの設置位置は主桁の位置を考慮して決定する必要がある。

(4) 排水管の取付け方法¹¹⁸⁾

(i) 排水管は原則として添加方式とするが、特殊な場合には構造物中に埋込むこともやむをえない。いずれの場合も掃除が容易に行えるものでなければならない。

(ii) 取付けは、コンクリート構造物の場合はコン

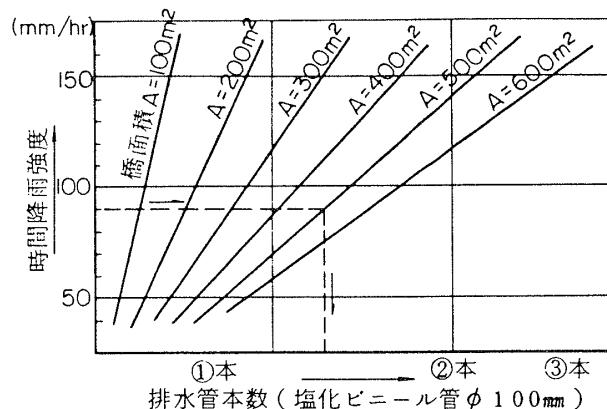


図-3.143 降雨強度と排水管本数の関係¹¹³⁾

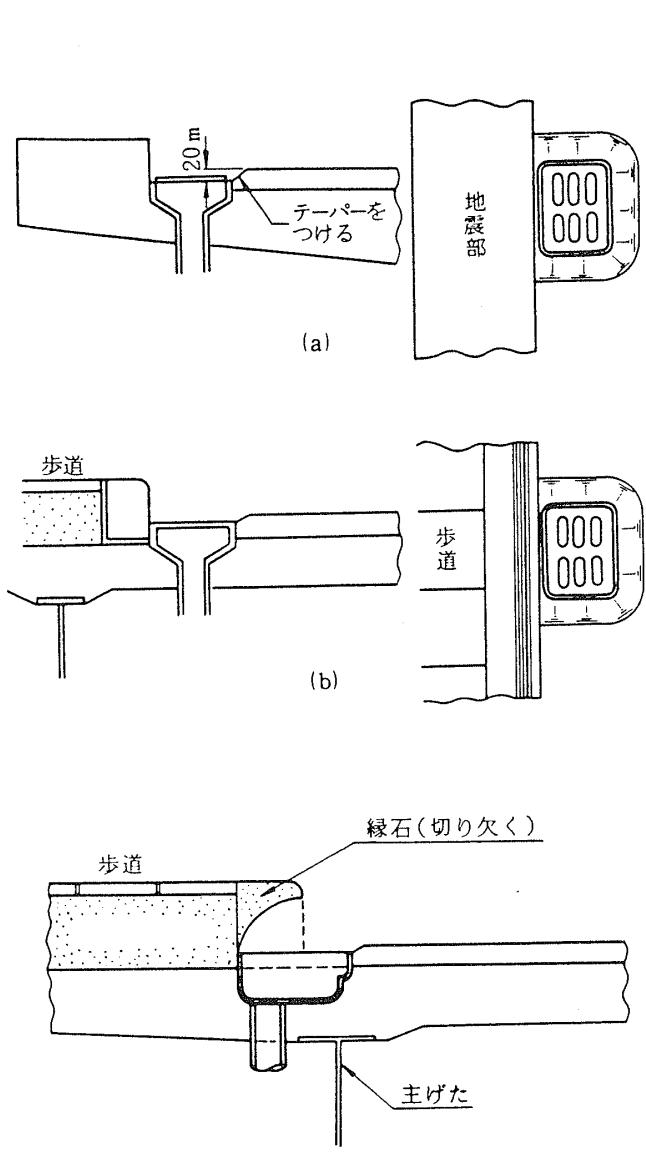


図-3.144 プレートガーダーの例¹¹⁴⁾

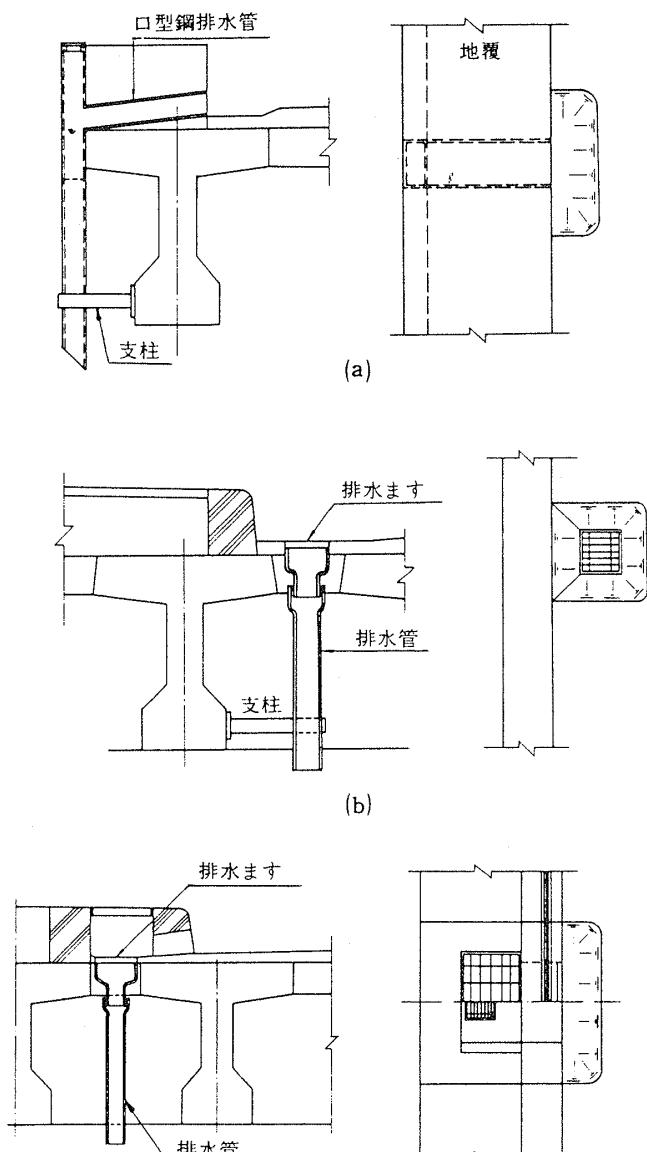


図-3.145 PCプレテンT桁の例¹¹⁵⁾

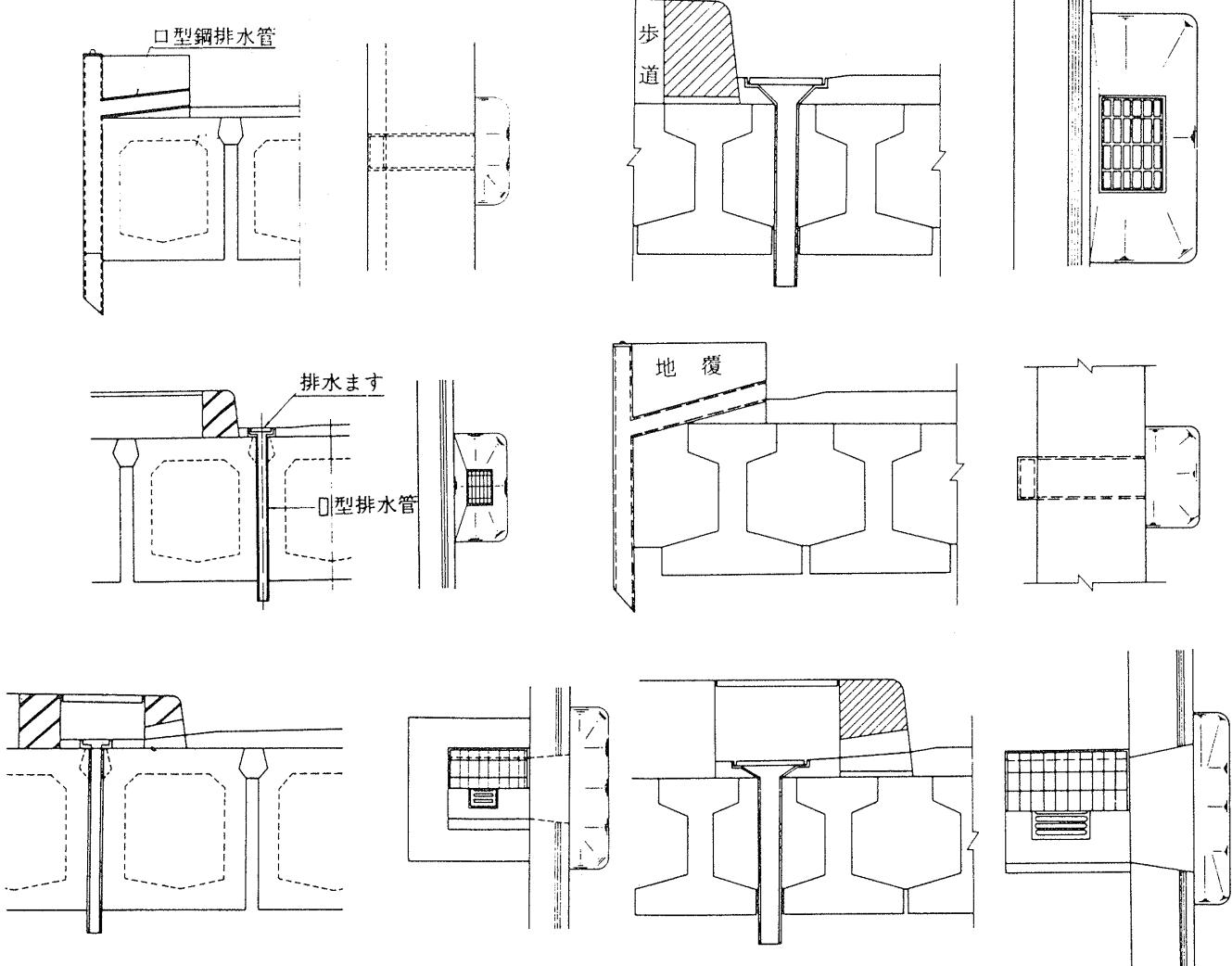


図-3.146 PCプレテンションホロー桁の例¹¹⁶⁾

図-3.147 PCプレテンションスラブ橋の例¹¹⁷⁾

クリートの中に取付け金具の脚を埋め込むか、ホールインアンカーを用い、ドライピットなどは用いない方がよい。鋼構造物の場合は溶接にて取付け金具を取付けるとよい。取付金具はパイプが軸方向に多少のシフトができるとともに、パイプに損傷を与えないようにフェルトやゴムのような弾力性のある緩衝物を金具の内側に接着するとよい。

- (iii) 排水管のこう配は1.5%以上とし、桁の伸縮との相対伸縮量を考慮し、図-3.148に示すように排水ます間の排水管には伸縮継手を設けるのがよい。
- (iv) 排水管は橋梁の上部工と下部工との接続部には図-3.148に示すように受けますを設け上下部の縁を切るものとする。
- (v) 排水管の下端は、河川を横断する橋梁では図-3.149に示すように桁の下フランジより20cm程度のばして切り、たれ流してよい。また、支承の付近では図-3.150に示すように支承面より20cm程度下げて

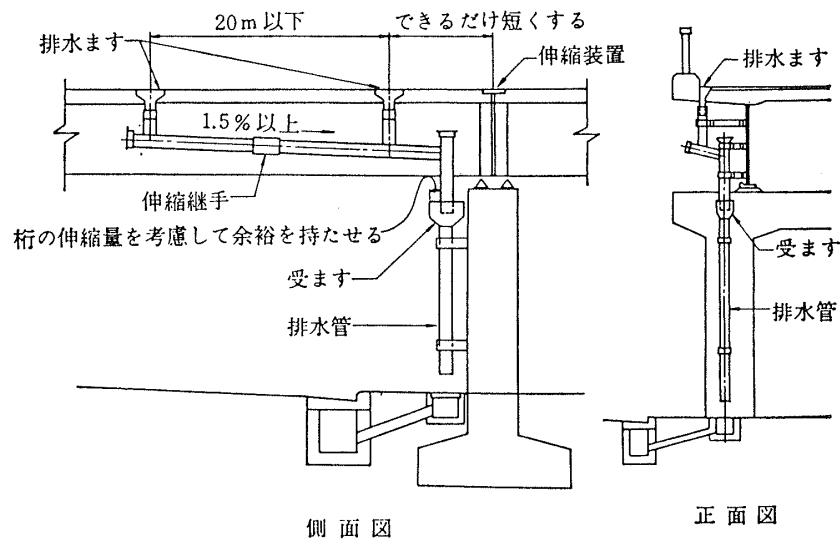


図-3.148 排水管の設置¹¹⁸⁾

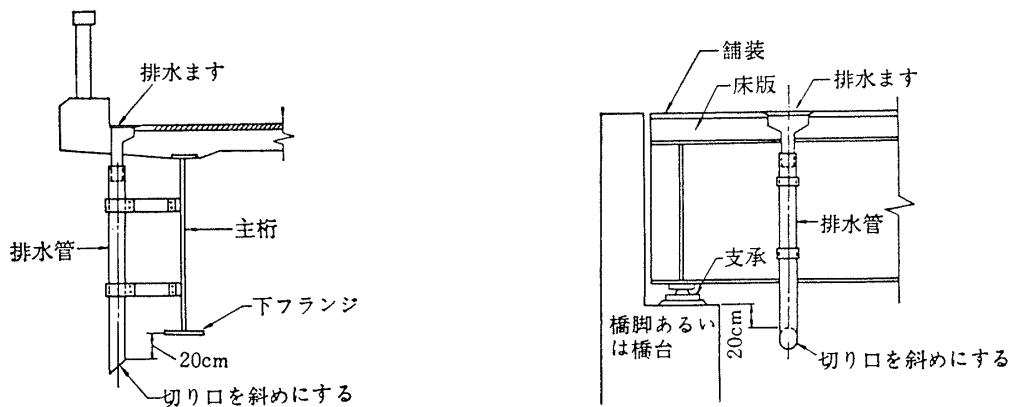


図-3.149 河川上の排水管¹¹⁹⁾

図-3.150 橋脚および橋台部の排水管¹²⁰⁾

おく。特に都市内の高架構造においては、排水管を橋脚、橋台にそわせて下げ、近くの集水ます、マンホールまたは側溝まで導かなければならぬ（図-3.148参照）。

4章 下部構造

4.1 各部の名称

橋台、橋脚の各部の名称を図 4.1 に示す。

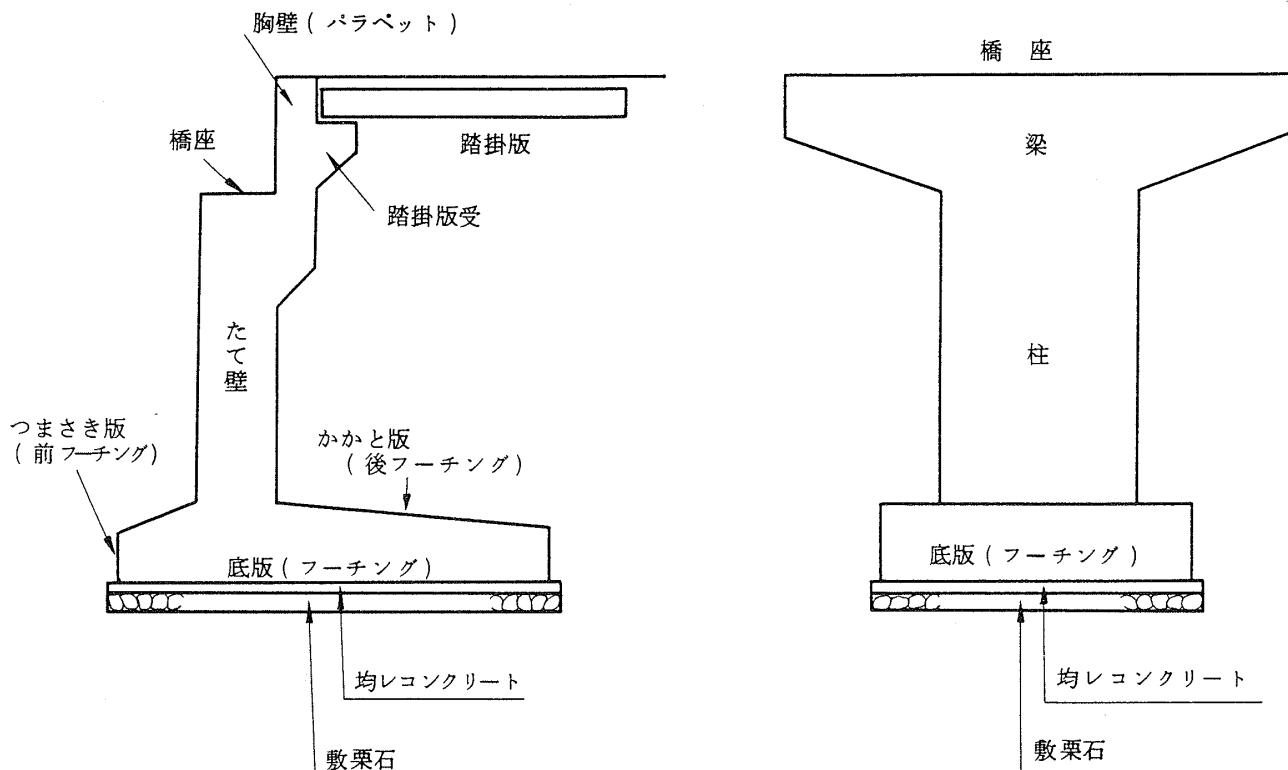


図-4.1 各部の名称

4.2 下部構造の種類と特徴

4.2.1 橋台

(1) 重力式橋台

重力式橋台は、本体の重量・断面を大きくし、軸体断面には圧縮応力のみが生じるように設計されたものである。したがって、通常は胸壁、橋座面以外には配筋されない。

構造が簡単で施工が容易であるが、自重が大きくなるため支持地盤が良好な場所に適用される。一般的な適用高さは 5 m 程度までであるが、急傾斜地などの支持岩盤の傾斜、不陸が著しい場所では、地形への対応が容易なことから 10 m を超える規模にも適用されることがある。

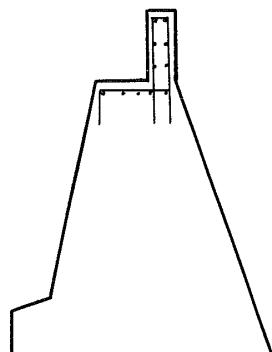


図-4.2 重力式橋台

(2) 半重力式橋台

重力式橋台と類似の構造形式であるが、軀体断面の一部に発生する引張応力に対して、図-4.3のように鉄筋を配置して補強するとともに、自重の軽減を図ったものである。一般に高さ4～6m程度が標準である。

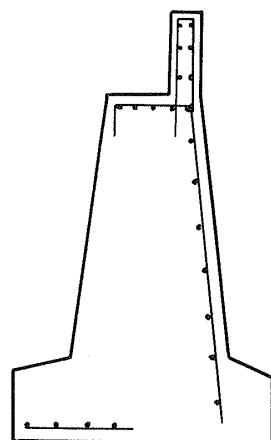


図-4.3 半動式橋台

この橋台は軀体断面を小さくし、鉄筋で補強したもので、コンクリート量を節約し、橋台背面の土砂の重量を安定上有効に利用した形式である。形状がシンプルなため施工も比較的容易であることから高さが5～12m程度の橋台には最も多く用いられている。

(3) 逆T式橋台

控え壁式橋台は、扶壁式あるいはバットレスとも呼ばれる。橋台高さが大きくなると逆T式形式ではたて壁、フーチングの厚さが厚くなり不経済となる。この形式は、たて壁とフーチングを控え壁で固定することにより部材断面の軽減を図ったもの

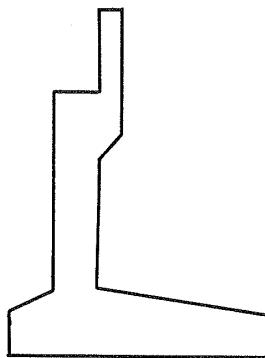


図-4.4 逆T式橋台

で、一般に高さが8～10m以上の橋台に適用される。控え壁の配筋、型枠の組立、コンクリートの打設および裏込め土砂の締固めが困難であるため、施工費が少々安くても採用されないケースが多い。

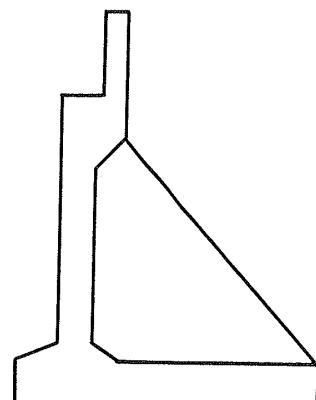


図-4.5 控え壁式橋台

(5) 箱式橋台

高さが高くなると裏込め土砂の重量、地震時の慣性力が大きくなる。これを軽減するために箱式とし背面を中空にしたものである。橋台高さが高く(12m程度以上)，基礎地盤条件が悪く、杭基盤とする場合には、杭に作用する水平力が小さく経済的となる場合がある。直接基礎の場合には逆に滑動の安定に対して不利となる。また、控え壁式橋台で斜角のある場合にはウィングと控え壁との取合せの面で、全体を箱式とする方が経済的となることもある。

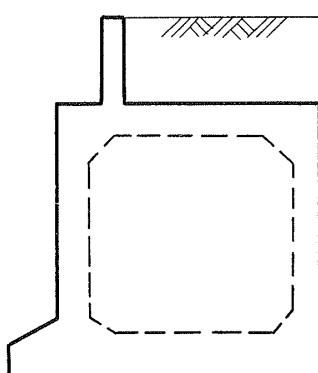


図-4.6 箱式橋台

(6) ラーメン橋台

橋台位置に提防管理通路等の交差道路を確保しなければならない場合には、橋台を橋軸方向にボックス断面としたラーメン式橋台を採用することがある。

構造的には、箱式橋台とまったく同じである。

(7) 盛りこぼし橋台

橋台は一般に背面盛土の土圧による大きな水平力に抵抗できるよう設計されるから、この土圧の影響を軽減させるような構造とすれば橋台として特に有利となる。この種の橋台は盛りこぼし斜面に設ける場合に有利となるもので、橋台の前壁を省いて背面盛土を前方へ盛りこぼして土圧を軽減させ、上部構造からの鉛直荷重は適当な間隔に設けた柱によってフーチングへ伝達させる構造であるので、自重も軽減することができる。同一高さの控え壁式橋台に比して、コンクリートの使用量を20～30%減ずることができる

ので経済的である。しかし、河川堤防のような斜面にこのような形式の橋台を計画することは、たとえ盛りこぼし法面に護岸工を施工するとしても、前壁を省略した部分が弱点となるので採用してはならない。設計上注意すべきことは、鉛直荷重を伝達する柱に作用する土圧の大きさである。すなわち、柱の幅のみに土圧を作用させて設計するのではなく、土と柱壁面の摩擦や土砂のアーチ作用によってかなり大きな圧力が働くようであるから、図-4.8に示すように、柱幅の3倍程度にわたって土圧が作用するものとして扱うのがよい。

(8) U形橋台

支間の小さい橋梁、あるいは地盤が軟弱な場合には、偏土圧を受けないU形橋台が有利となる。

地盤条件が特に悪く、杭基礎となるような場合でも、逆T式あるいは箱式橋台等に比べて経済的になることがある。

4.2.2 橋 脚

(1) 壁式橋脚

脚柱の幅厚比が2:1以上あるものを壁式橋脚と呼ぶ。この形式は最も一般によく用いられている。脚

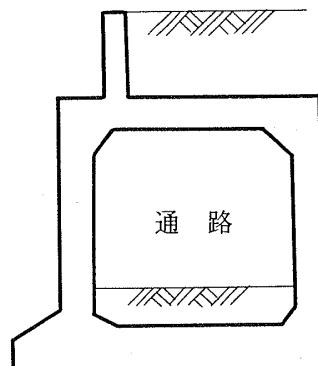


図-4.7 ラーメン式橋台

図-4.8 盛りこぼし橋台

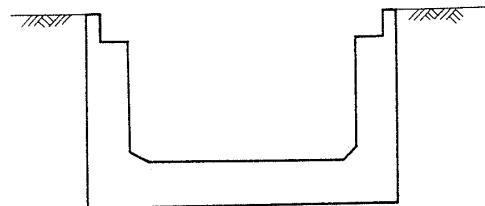


図-4.9 U形橋台

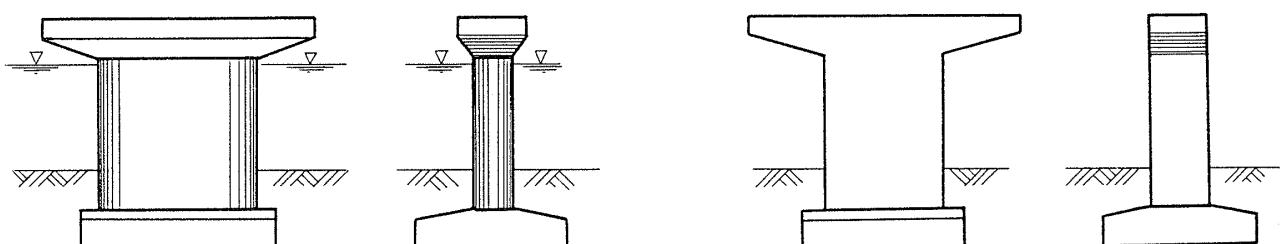


図-4.10 壁式橋脚

柱の断面には、矩形、小判形の2種類がある。

矩形断面のものは陸上部に用いられる。河川では、洪水時の流水に支障を与えることが少ない小判形断面が用いられる。

(2) 柱式橋脚

脚柱の幅厚比が2:1以下のものを柱式と呼ぶ。この形式は、一般に桁下が側道、駐車場に利用され用地に制約がある場合、橋梁幅員が狭い場合等に用いられる。柱断面には、矩形、円形、小判形がある。

河川の合流点や湾曲部など洪水が流下する方向が一定でないような場所では円形断面が用いられる。

(3) ラーメン式橋脚

ラーメン式橋脚は高架橋などの橋脚によく用いられる。桁下の見通しが良く、通行車両などの交通安全の確保、あるいは桁下空間の利用などに大きな特徴がある。

また、幅員の広い橋では、桁受張出し長を短くでき経済的である。

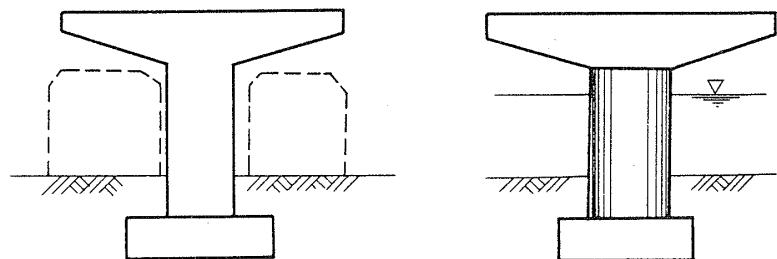


図-4.11 柱式橋脚

河川橋に利用する場合には、流木や塵芥などの流下物が引っかかる河積粗害を生じるので、隔壁などにより柱間をふさがなければならぬ。

ラーメン式橋脚は、内的不静定構造であるので解析が複雑なのが欠点である。

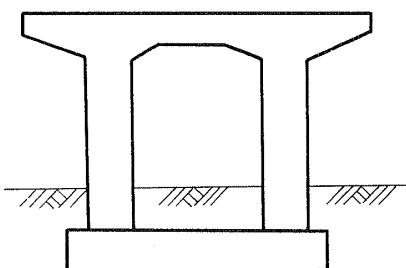


図-4.12

(4) 二柱式橋脚

R C ホロースラブ橋などの高架橋脚として利用されている。ラーメン式と良く似ているが、桁受がないため軽快なイメージを与え、桁下の見通しが良いのが特徴である。

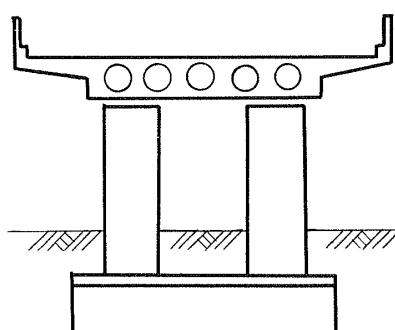


図-4.13 二柱式橋脚

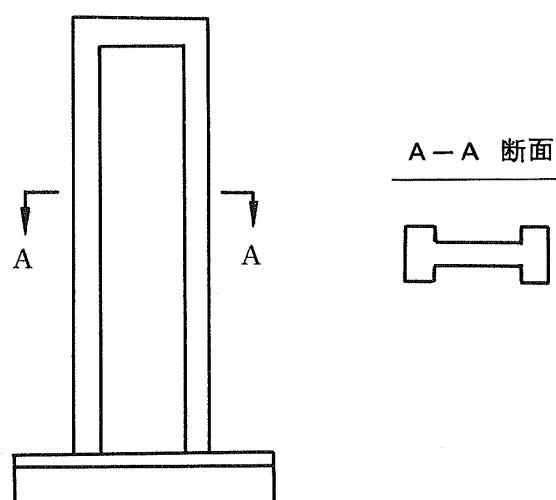


図-4.14 I形橋脚

(5) I形形式

山岳橋梁などの高橋脚（高さが25～30m以上）などの場合に用いられている。

(6) 杭式橋脚（パイルベント）

基礎杭をそのまま立ち上らせ、頭部を枕梁で連結したものである。

フーチングを必要としないので経済的であるが、杭の位置、傾斜、高さ等において一般の杭基礎よりきびしい施工精度が要求される。

河川橋梁では使用が禁じられている。

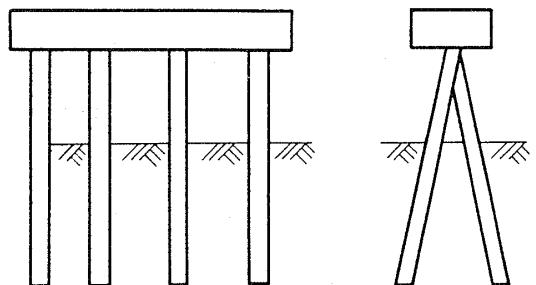


図-4.15 パイルベント橋脚

4.3 構造寸法の目安

4.3.1 橋座幅

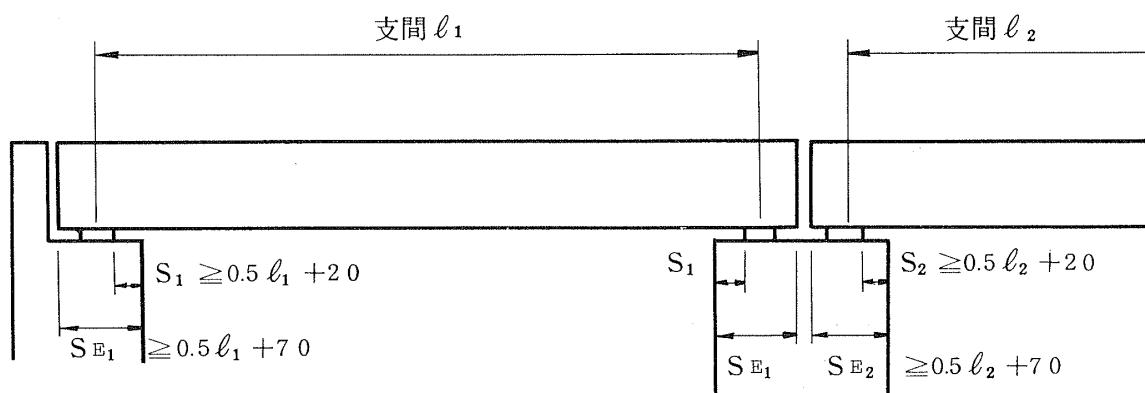


図-4.16

(1) 支承縁端距離（S）

橋座面には支承を通じて上部構造からの鉛直荷重、地震時の水平荷重が作用する。したがって、支承端から頂部線端までの距離が小さいと、図-4.16に示すように橋座がせん断破壊を生じる。このため、「道路橋示方書」VI下部構造編では、コンクリート橋座に支承を設ける場合の支承縁端距離Sについて(4.1)式のように規定している。¹²²⁾

$$\begin{aligned} \ell \leq 100\text{m} \text{の場合} \quad S &\geq 0.5 \ell + 20 \\ \ell > 100\text{m} \text{の場合} \quad S &\geq 0.4 \ell + 30 \end{aligned} \quad \} \dots\dots (4.1)$$

ここに S：下部構造頂部における橋軸方向の支承端と下部構造頂部縁端との間の距離(cm)

ℓ：支間長(m)

(4.1)式はもともと鋼製支承に対して規定されたものであるが、最近はゴム支承にも運用されている。斜橋の場合のSは図-4.18のようにとらなければならないので注意を要す。¹²³⁾

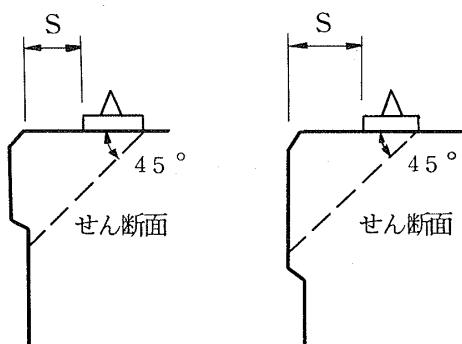


図-4.17 橋座の破損

かけ違い橋脚の場合で、かけ違い高さ h が大きく支承縁端からのせん断破壊面が、図-4.1.9 のようになる場合には、支承後方の縁端距離も(4.1)式を満足させる必要がある。

(2) 柄端から下部構造頂部縁端までの長さ (S_E)

地震時に支承が破損した場合、橋座幅が小さいと落橋の恐れがある。このため、「道路橋示方書」V、耐震設計編では(4.2)式の規定を設けている。¹²⁴⁾

$$\begin{aligned} \ell \leq 100 \text{ m} \text{ の場合 } S_E &\geq 0.5 \ell + 70 \\ \ell > 100 \text{ m} \text{ の場合 } S_E &\geq 0.4 \ell + 80 \end{aligned} \quad \} \dots\dots (4.2)$$

ここに S_E : 柄端から下部構造頂部縁端までの柄の長さ

(cm)

ℓ : 支間 (m)

斜橋における S_E は図-4.1.7 のようにとらなければならない。また、連続柄の S_E は図-4.1.9 のように考える。¹²⁵⁾

(3) 橋軸直角方向の支承縁端距離

橋軸直角方向の支

承縁端距離は、柄の

架設、架替えあるいは

は補修などのための

余裕を見込み、(4.1)

式の S 以上あるいは

50 cm 程度としてい

ることが多い。¹²⁶⁾

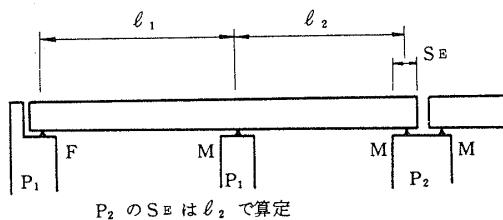


図-4.2.0

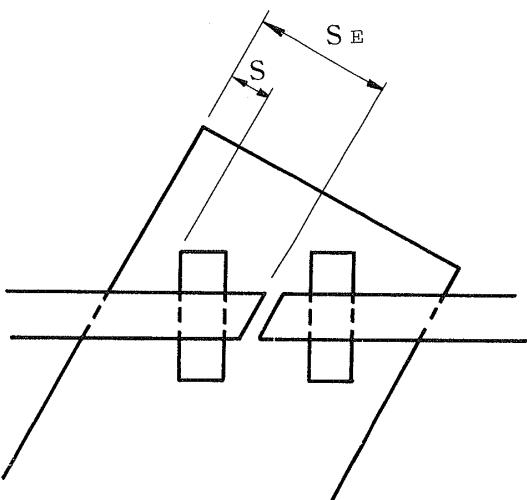


図-4.1.8 斜橋の S , S_E のとり方

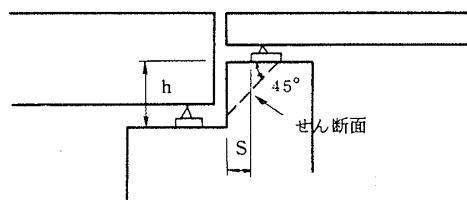


図-4.1.9 かけ違い橋脚

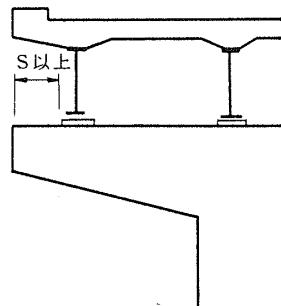
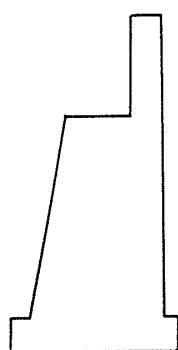


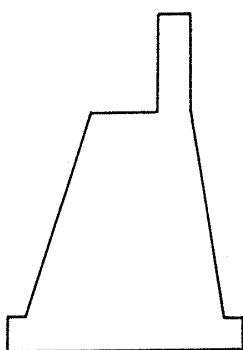
図-4.2.1 橋軸直角方向の支承縁端距離

4.3.2 重力式橋台の形状寸法

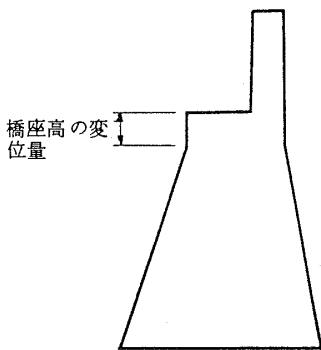
(1) 形状



(a) タイプA



(b) タイプB



(c) タイプC

図-4.2.2 重力式橋台の形状

建設省制定の標準設計図集では、図-4.2.2に(a), (b)に示すような形状を採用している。¹²⁷⁾ しかしながら、支持地盤に起伏、傾斜があり橋台高を幅員方向に変化させるような場合には、フーチングを省略した(c)のような形式とした方が施工的に有利である。

(2) 橋台の寸法

橋台の寸法は、上部工反力、土圧、設計水平震度、支承条件(Fix・Mov)の他に、橋台高、パラペット高、橋座幅、地盤支持力等によって異なるため一義的に決定することはできないが、一応の目安値を知るうえで、建設省標準設計図集のうちパラペット高1.0m、橋座幅0.9m上部工死荷重反力15t/m、設計水平震度Kn=0.16の場合の橋台寸法を図-4.2.2、表-4.1に示す。

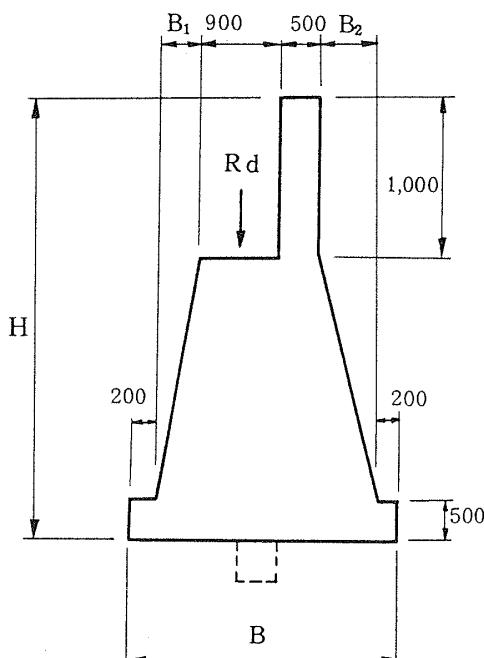


表-4.1

(m)

支承	H	突起なし			突起あり		
		B	B ₁	B ₂	B	B ₁	B ₂
固 定	3.0	2.25	0.45	0	—	—	—
	4.0	3.00	0.75	0.45	2.55	0.75	0
	5.0	5.00	1.05	2.15	3.50	1.05	0.65
可 動	3.0	2.25	0.45	0	—	—	—
	4.0	2.55	0.75	0	—	—	—
	5.0	2.85	1.05	0	—	—	—

(Rd = 15t/m, Kn = 0.16)

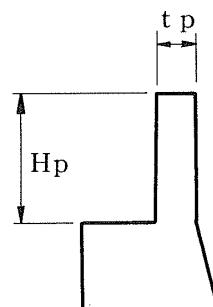
図-4.2.3

(3) パラペットの厚さ

パラペットの標準的な厚さを表-4.2に示す。

表-4.2 パラペット厚

	パラペット高	パラペット厚
注1) 重力式橋台	H _p < 1.0m	0.4m
	H _p ≥ 1.0m	0.5m
注2) 逆T式橋台	H _p < 2.0m	0.4m
	H _p ≥ 2.0m	0.5m



注1) $\sigma_{ck} \geq 160 \text{ kg/cm}^2$

注2) $\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$

(4) 突起の寸法

支持地盤が岩盤の場合には、フーチング底面に突起を設けることによって、滑動に対する抵抗力を増加させることができる。突起の標準的な寸法を図-4.2.4に示す。

4.3.3 逆T式橋台の形状寸法

(1) 橋台形状

図-4.2.5は建設省標準設計の形状決定の考え方を示したものである。

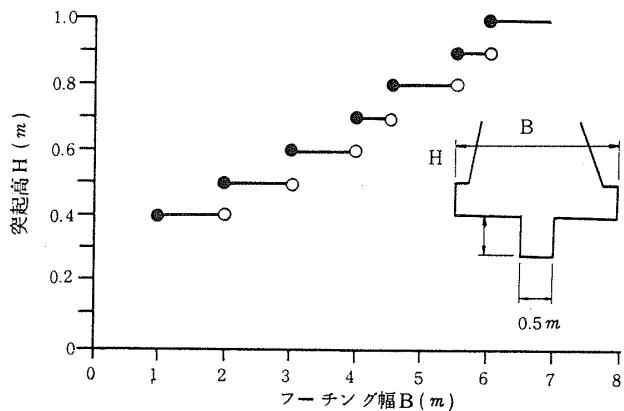


図-4.2.4 突起の寸法

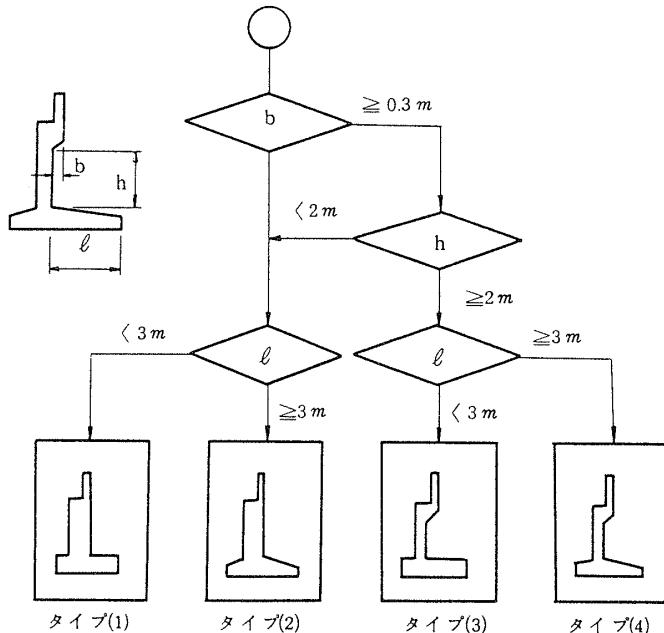


図-4.2.5 橋台形状決定要領

(2) 橋台各部の寸法の目安

直接基礎における逆T式橋台各部の寸法の目安を図-4.2.6, 図-4.2.7, 図-4.2.8に示す。これらは建設省標準設計図集より作成したものである。

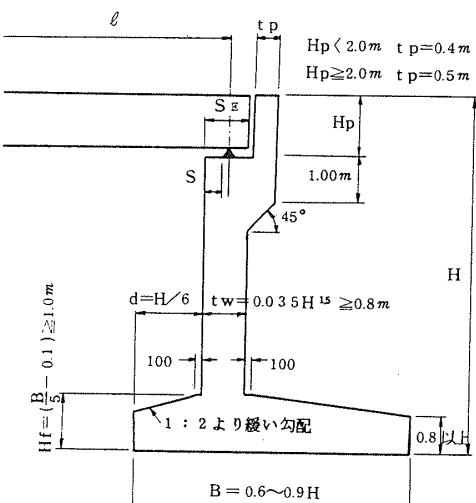


図-4.2.6 橋台各部の寸法
(直接基礎の場合)

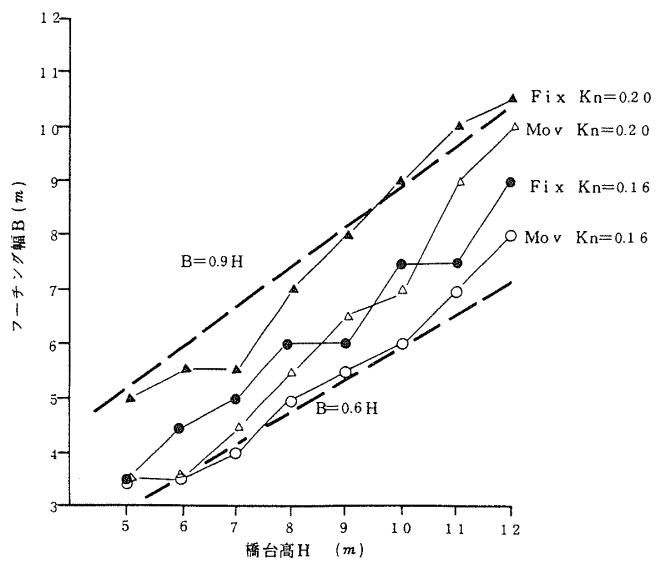


図-4.27 フーチング幅

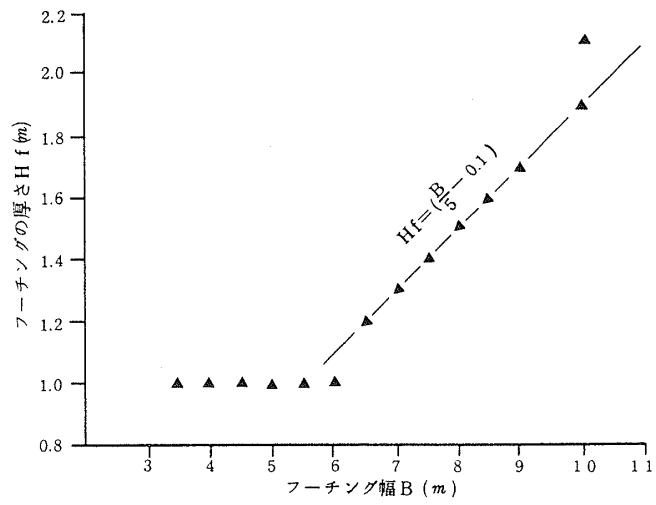


図-4.28 フーチングの厚さ

(3) 斜め橋台

斜め橋台においては、背面の地形の状態が一定でない場合が多く、したがって図-4.29に示すように橋台に働く土圧は橋台幅の方向に一様とならない。また土圧の作用方向と橋軸方向とは一致しない。このため橋台は土圧作用方向の変位の他に回転変位も生じることから、橋台の安定および応力度の計算は立体的な解析を必要とする。

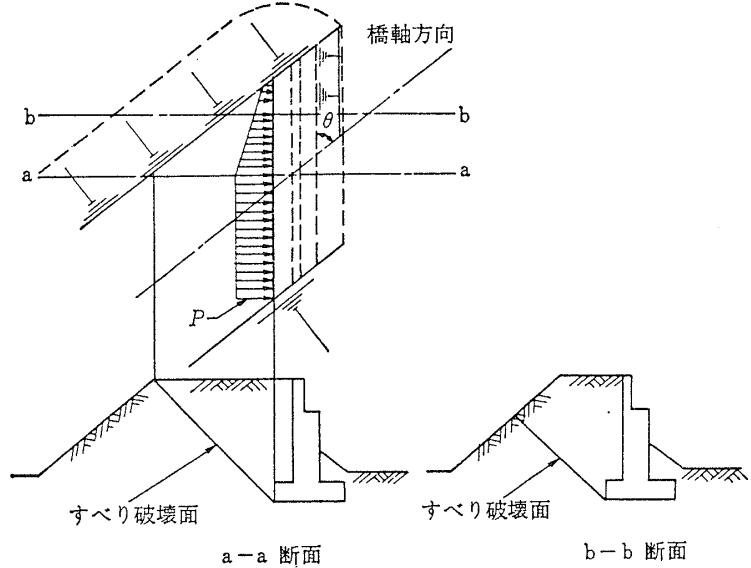


図-4.29 斜め橋台¹²⁸⁾

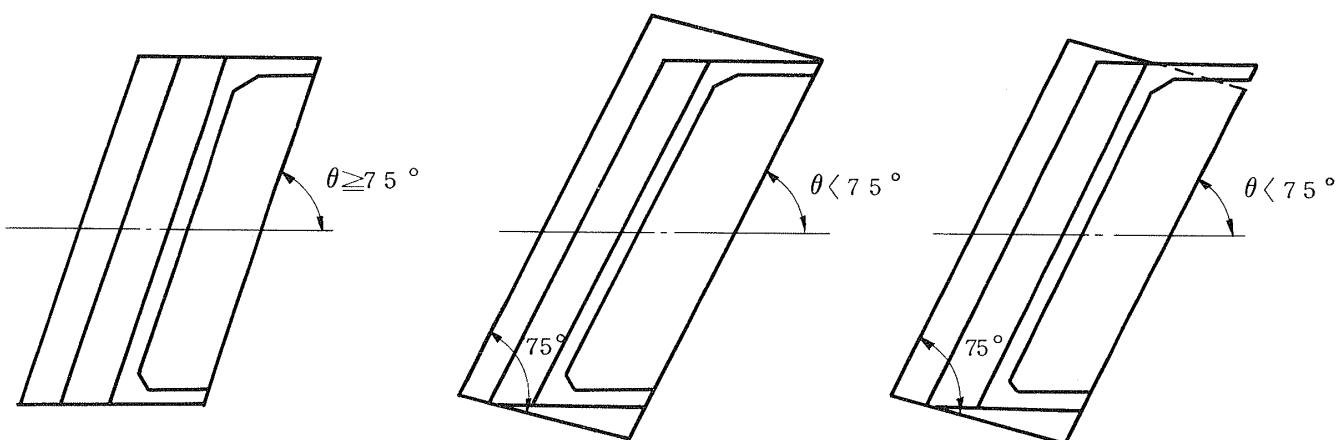


図-4.30 斜め橋台におけるフーチングの形状

しかしながら、斜角 θ が 75 度より大きい場合には回転の影響が小さく、直橋と見なした 2 次元的解析によることができる。このことから、斜角が 75° より小さい斜め橋台においては、図-4.3.0 に示すようにフーチングの斜角を 75° とすることにより、直橋に準じた設計を行うのが一般的である。

(4) 幅の大きい橋台

幅の大きい橋台は、温度変化およびコンクリートの乾燥収縮によってたて壁面に鉛直方向のクラックが入る恐れがある。従って、軀体幅が 1.5 m 以上になるような場合にはたて壁の表面に鉛直の V 形の切れ目を持つ収縮目地を設けるのがよい。

この縫目で鉄筋を切ってはならない。¹²⁹⁾

(5) 杭基礎橋台のフーチング

直接基礎橋台のフーチング幅は、転倒、滑動、地盤支持力に対する安定計算から寸法が決定される。フーチングのかかと版は主として滑動に対して、つまさき版は主として転倒に対して抵抗する。したがって、地盤支持力上問題がない場合には、図-4.2.6 に示すようにフーチング幅は橋台全高の 0.6 ~ 0.9 倍程度に、また、つまさき版の長さはフーチング幅の $\frac{1}{6}$ 程度が経済的になる。

一方、杭基礎橋台の場合は、橋台に作用する全ての荷重を杭で支持するものと考え、杭体の応力度、杭頭とフーチングの結合部の応力度、杭の鉛直支持力、水平支持力、水平変位量から杭本数、杭経が決定される。したがって、フーチング幅は、所要杭本数が配置できる大きさに決定しなければならない。杭の最小中心間隔は、図-4.3.2 に示すように杭の施工方法によって異なる。

各杭の杭頭に作用する荷重は、フーチング下面に作用する鉛直力 V_o 、水平力 H_o 、モーメント M_o に比例する。従って、杭頭に作用する荷重を小さくするためには、 V_o 、 H_o 、 M_o が小さくなるように、かかと版、つまさき版の長さを決定すれば良い。

一般的には、図-4.3.3 に示すように、かかと版よりはつまさき版の長さを若干長めにとる方が前述の条件を満たし、経済的な設計となる。

フーチングの厚さを定める条件としては

- ① 剛体として取扱える厚さ

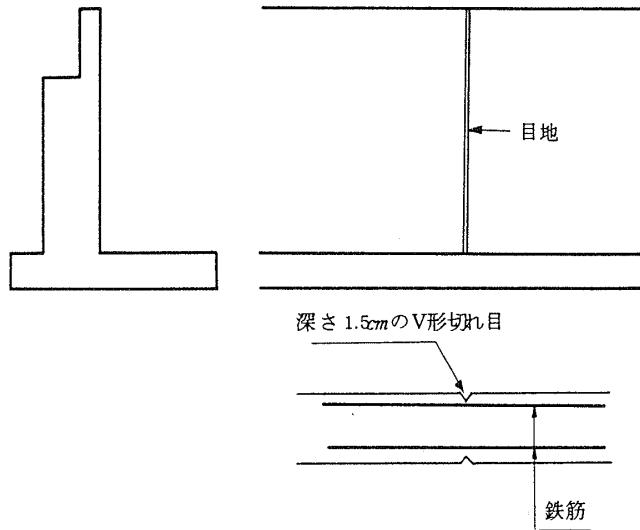


図-4.3.1 収縮目地

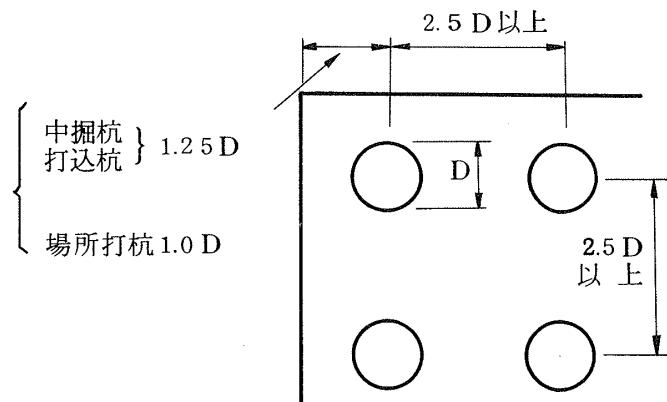


図-4.3.2 杭の最小中心間隔¹³⁰⁾

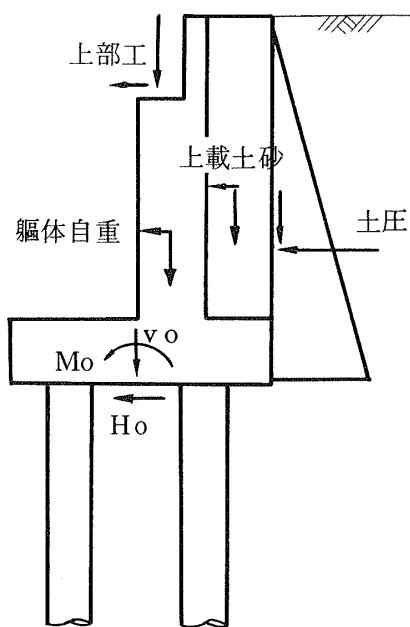


図-4.3.3

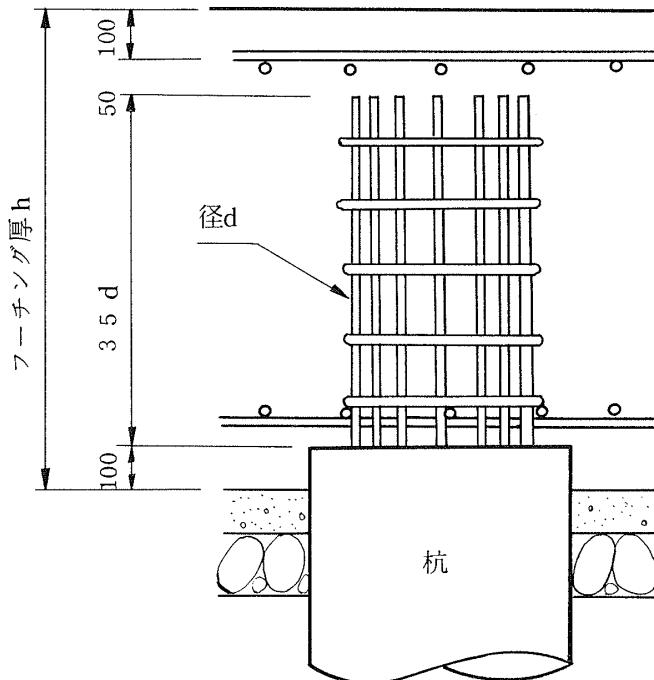


図-4.3.4

② 部材として必要な厚さ

- Ⓐ 曲げモーメントに対して
- Ⓑ せん断力に対して
- Ⓒ 押抜きせん断力に対して

などが挙げられるが、一般には杭頭とフーチングを剛結するために必要な杭頭鉄筋の定着長によって決定される。

図-4.3.4に示すように

- ① 杭はフーチング内に 10 cm 埋込む。
- ② 鉄筋のフーチングへの定着長は、鉄筋径の 3.5 倍とする。
- ③ 定着鉄筋の上端からフーチング上縁までは 1.5 cm 程度とする。

仮定するとフーチング厚は表-4.3 のようになる。

4.3.4 橋脚の形状寸法

橋脚の形状は、経済性、機能性および美観から決定される。上部構造形式が類似している場合は、できるだけ橋脚の形状を統一するのが望しい。

表-4.3 フーチング厚
(mm)

杭頭の鉄筋径	必要フーチング厚
D 1 6	800
D 1 9	900
D 2 2	1,000
D 2 5	1,100
D 2 9	1,250
D 3 2	1,350

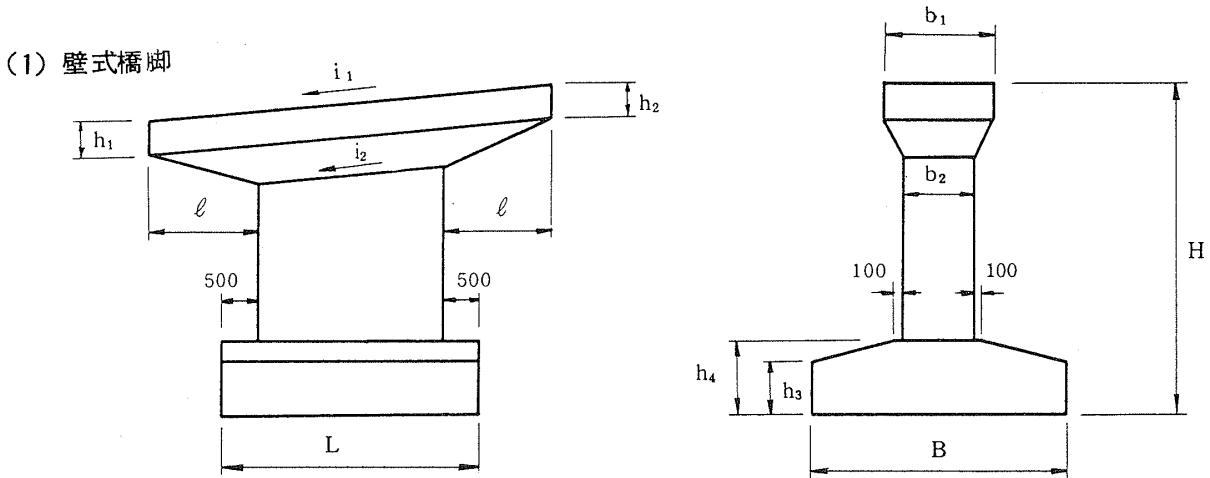


図-4.3.5 壁式橋脚

- a) $h_1 = h_2 \geq 0.8 m$ とする。
- b) $i_1 = i_2$ とする。
- c) 張出し長 ℓ は $3.0 m$ 以下とするのが望しい。（四国地方建設局：道路構造に関する諸基準の運用）張出し長が大きい場合でも $\ell \leq 5.0$ を原則とする。（建設省標準設計）
- d) 河積粗害率が問題とならなければ $b_1 = b_2$ とする。
- e) $h_3 \geq 0.8 m$ とする。
- f) $h_4 \geq 0.8 \cdot b_2$ とする。
- g) $B \div (0.4 \sim 0.6)H$

(2) ラーメン式橋脚

- a) $h_1 = h_2 \geq 0.8$ とする。
- b) $h_3 = h_4$ とする。
- c) $i_1 = i_2$ とする。
- d) 梁と柱の付け根には一般に $1 : 3$ のハンチ

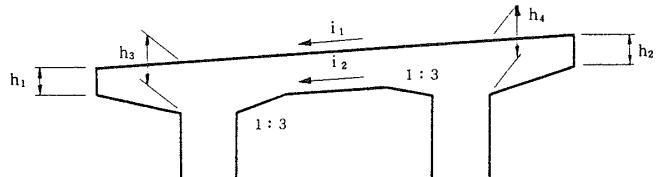


図-4.3.6 ラーメン式橋脚

（最小 200×600 ）をつける。また、左右のハンチの付け根は原則として水平とする。

(3) 梁の寸法

梁高に特別の制約条件がない場合の標準的な寸法を表-4.4に示す。

表-4.4

h_1	h_2	ℓ
0.80 m	1.30 m	2.0 m 以下
0.80	1.50	2.5 m 以下
1.00	1.70	3.0 m 以下
1.00	2.00	3.5 m 以下
1.00	2.50	5.0 m 以下

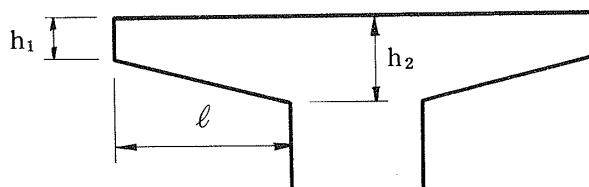


図-4.3.7

(4) 杭基礎橋脚のフーチング

4.3.3 逆T式橋台の形状寸法の項参照

4.3.5 踏掛版¹³¹⁾

橋台背面の盛土高さ(H)が3m以上の箇所には、原則として踏掛版を設置する。

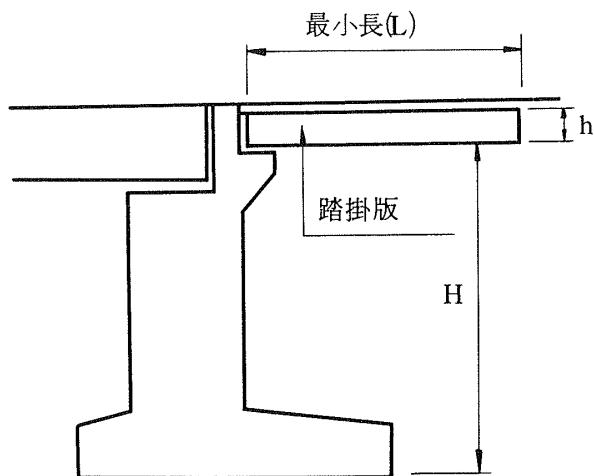


表-4.5 最小長さ

盛 土 高 H (m)	最 小 長 さ L (m)	
	V < 8.0 km/h	V ≥ 8.0 km/h
H < 3.0 m	不 要	不 要
3.0 m ≤ H < 10 m	5.0 m	5.0 m
H ≥ 10 m	5.0 m	8.0 m

図-4.3.8

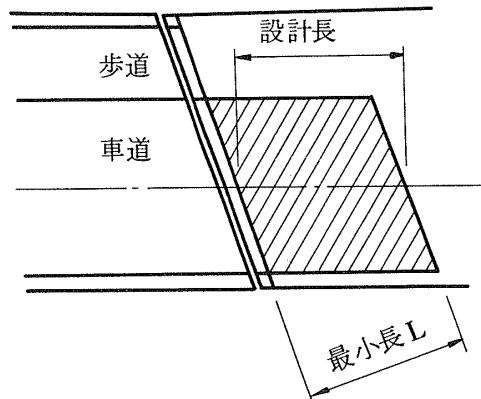


表-4.6 踏掛版厚

設 計 長 (m)	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
版 厚 (m)	3.0cm		4.0cm		5.0cm		6.0cm

図-4.3.9 設計長

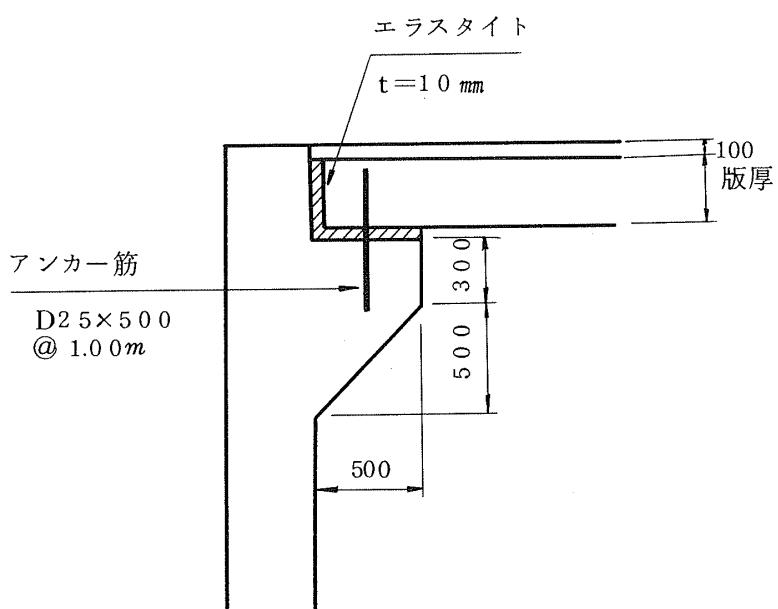


図-4.4.0

4.4 フーチングの根入れ深さ

フーチングの根入れ深さは、(1)洗掘および地盤低下 (2)圧密沈下 (3)凍結融解の影響 (4)施工による地盤の乱れ (5) 耐震設計上の地盤面などを考慮して決定しなければならないが、一般には次のように決定すれば良い。

4.4.1 高架橋の場合

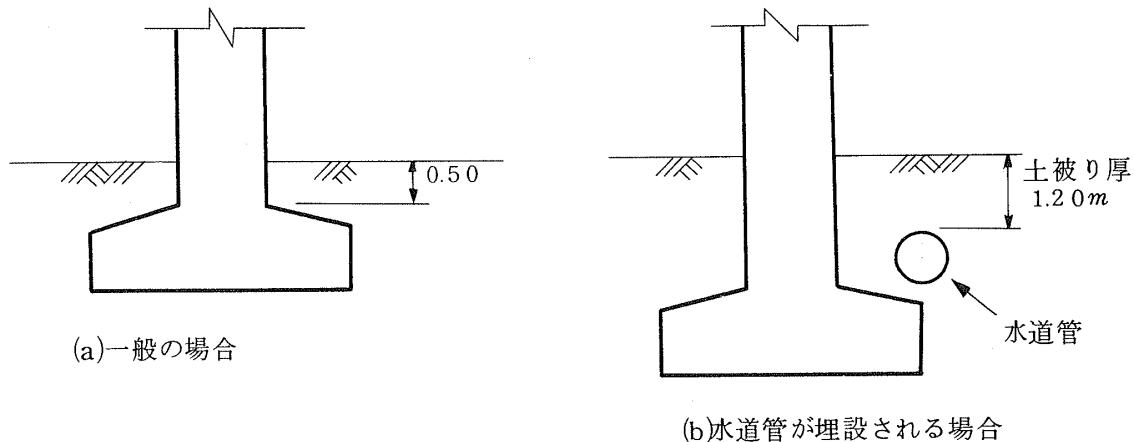


図-4.4.1 高架橋の場合

4.4.2 河川橋の場合¹³³⁾

河川橋においては河川管理施設等構造令で決められている。

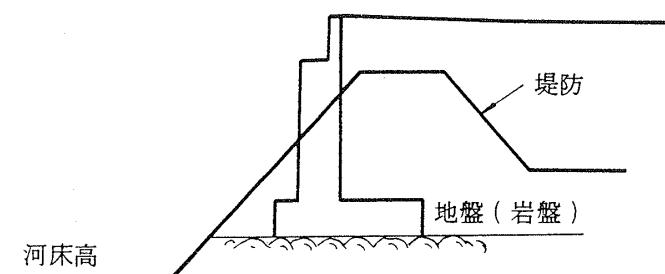


図-4.4.2

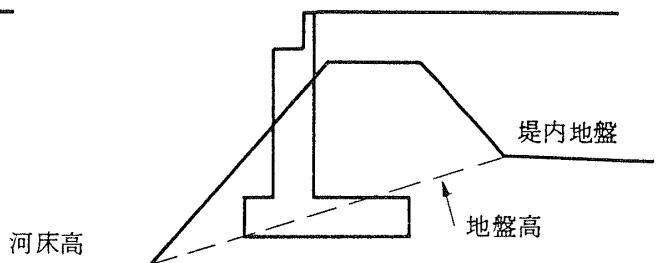


図-4.4.3

橋台フーチング底面は堤防地盤面に定着さす。

岩盤等がなく堤防と地盤とが明確に区分できない場合は地盤を図-4.4.3のように考える。

掘込み河道の場合には、図-4.4.4のように考える。
堤防天端幅に相当する幅は、計画高水流量に応じて表-4.7で決定する。

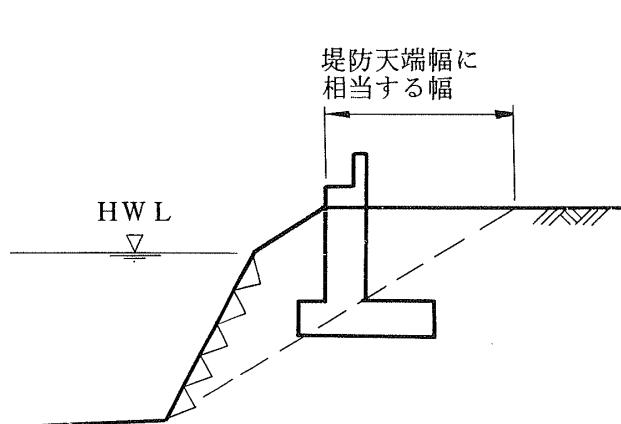


図-4.4.4 掘込み河道

表-4.7 桁下余裕高、堤防天端幅

計画高水流量 (m^3/s)	余裕高 (m)	堤防天端幅 (m)
$Q < 200$	0.6	3
$200 \leq Q < 500$	0.8	3
$500 \leq Q < 2,000$	1.0	4
$2,000 \leq Q < 5,000$	1.2	5
$5,000 \leq Q < 10,000$	1.5	6
$10,000 \leq Q$	2.0	7

橋脚フーチングの根入れは図-4.4.5に示す値以上とする。河川の洗掘の恐れがある場合には、それを考慮して決定しなければならない。

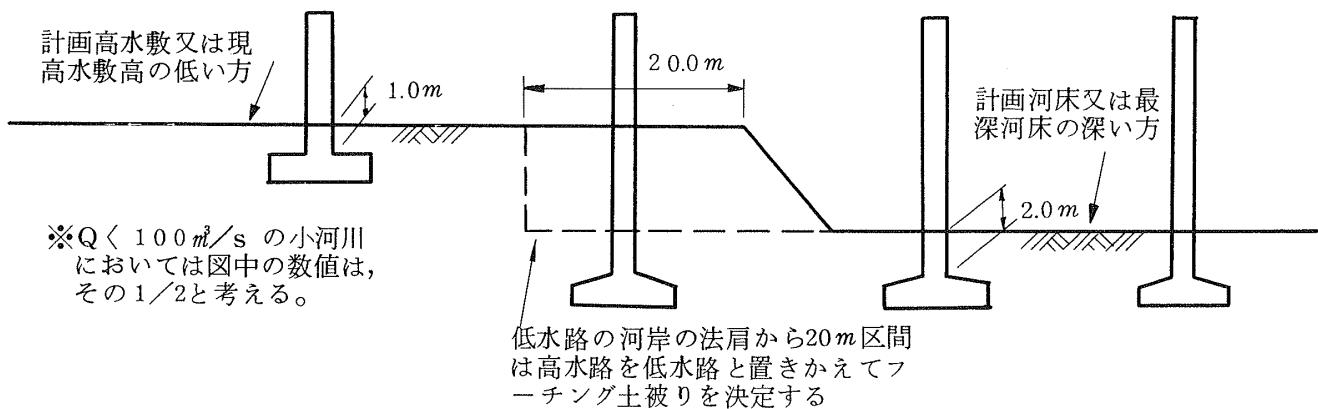
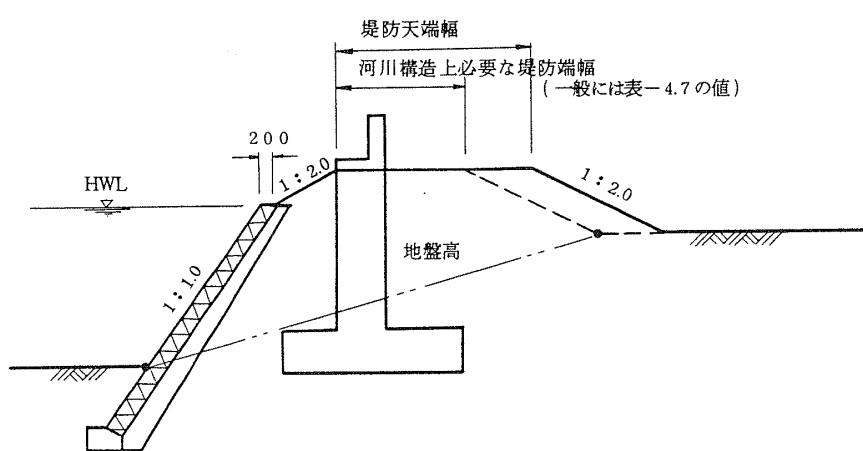


図-4.4.5 橋脚フーチングの根入れ

4.4.3 高知県における河川橋の場合



高知県においては、特に急流河川が多いことから、フーチング上面を堤防盤面より下にとるように河川管理者が指導している。また堤防地盤面を設定する場合は、図-4.4.6のような考え方をとっている。

図-4.4.6 高知県の場合

4.5 下部構造形式の選定

4.5.1 橋台形式の選定

橋台形式の選定にあたっては、橋台の規模の他に支持地盤の傾斜、基礎形式等をも含めて総合的に検討する必要がある。

選定上の一般的な目安を表-4.8に示す。

表-4.8 橋台形式選定上の目安

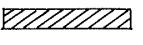
形 式	一 般 的 な 適用高さ	基 础 形 式		そ の 他 の 適 用 条 件
		直 接	杭	
重 力 式	5 m以下	○	×	◦支持地盤が良好な場合 ◦支持地盤の傾斜が著しく、逆T式では対応が困難な場合
半重力式	7 m以下	○	△	◦支持地盤が比較的良好な場合 ◦最近は採用されるケースが少い
逆 T 式	5~12m	○	○	◦H=5~12mの橋台では最も一般的に用いられる ◦支持岩盤の傾斜が著しい時は台コンクリート基礎で対応ことが多い
控え壁式	10~15m	○	○	◦施工が複雑なことから最近はあまり採用されていない
ラーメン式	5~15m	○	○	◦橋台背後に通路を確保する必要があるとき
箱 式	10~20m	△	○	◦橋台高が特に高いとき ◦地盤が軟弱で、橋台重量を軽減さず必要があるとき

建設省標準設計に集録されている橋台形式、日本道路公団の設計要領に示されている橋台形式とその適用範囲を表-4.9に示す。

図-4.4.7は建設省の標準図集をもとに橋台1m当たりの工事費を計算したものである。これによると、重力式と逆T式橋台との経済的な境は5.0m付近にあるようである。

表-4.9 標準的な橋台高さと形式の関係

橋台形式	高さ(m)			備考
	10	20	30	
重力式	4 3  7			
半重力式	6			
逆T式	12 6  12			
控え壁式	10  14			
ラーメン	15			
箱式	12			
中抜き	15			

--- 日本道路公団設計要領
 建設省標準設計図集

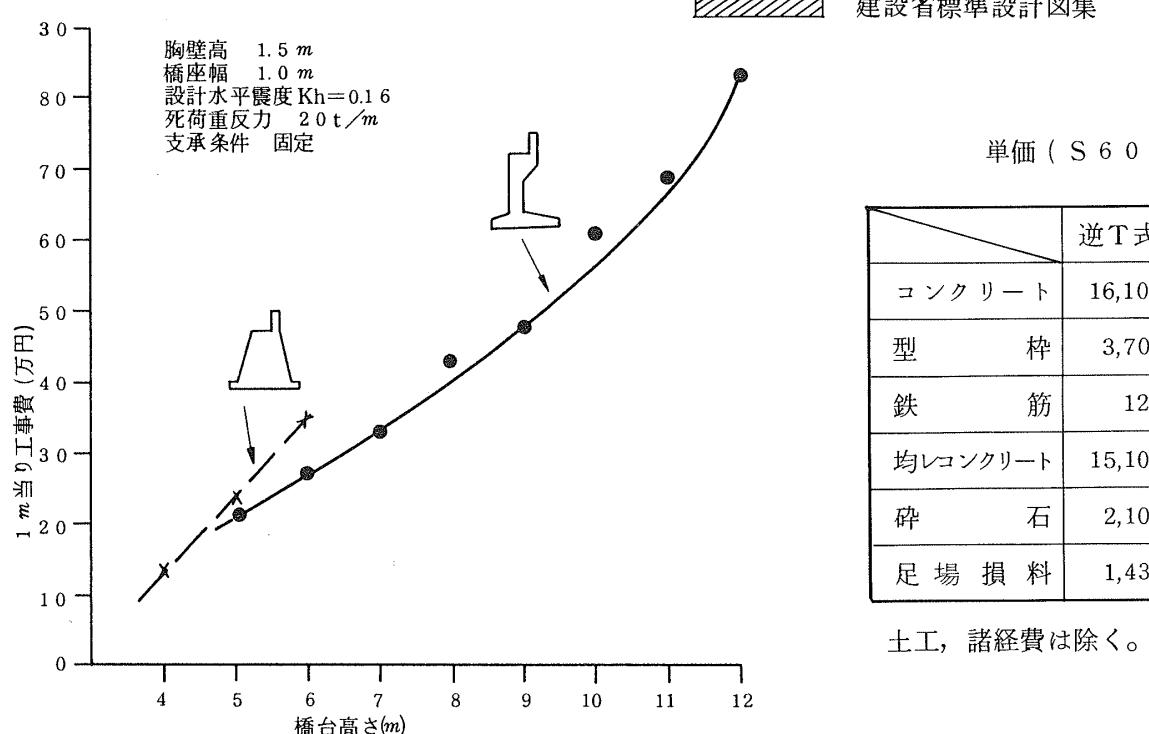


図-4.47 橋台高さと工事費の関係

4.5.2 橋脚形式の選定

橋脚の形式については、道路及び河川等の付帯条件から制約を受けることが多い。形式選定にあたっては、経済性の他に、「美観」の面からも検討し、立地条件、区間等によって形式を統一する等の配慮も必要である。

橋脚形式選定上の目安を表-4.10に示す。

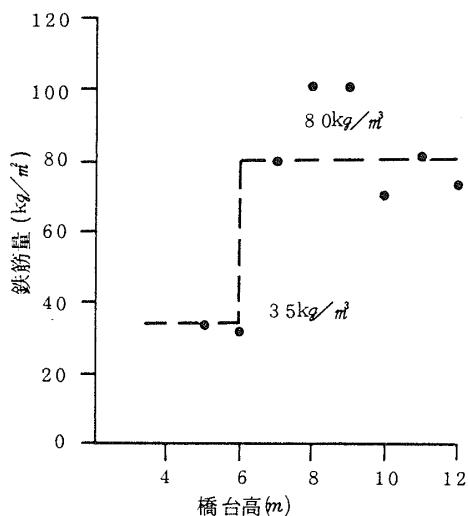


図-4.48 橋台コンクリート
1 m³当たりの鉄筋量

表-4.10 橋脚形式選定の目安

橋脚形式	適用条件		設置場所	適用高さ(m)	適用件条
	河川	陸上			
二柱式	×	○		1.5 m以下	R C中空スラブ橋の場合
ラーメン式	×	○		5~1.5 m	幅員が広い場合
壁式	小判形断面	○	△	1.5 m以下	河川橋として最も一般的
	矩形断面	×	○	2.5 m以下	陸上橋として最も一般的
柱式	円形断面	△	△	2.5 m以下	河川合流点など流心が一方向でない場合
	矩形断面	×	○	2.5 m以下	幅員が比較的小さい場合
I形式	×	○		2.5 m以上	特に高さが高い場合

表-4.11 橋脚高さと適合形式

橋脚形式	高さ (m)			備考
	10	20	30以上	
二柱式		15---		R C床板の場合
ラーメン式 (一層)	5	15		
ラーメン式 (二層)		15	25	
壁柱式		---		中空壁式を含む
I形			25	

5章 基 础 工

5.1 基礎工の分類

5.1.1 施工法による分類

基礎工は、施工法によって一般に図-5.1のように分類される。

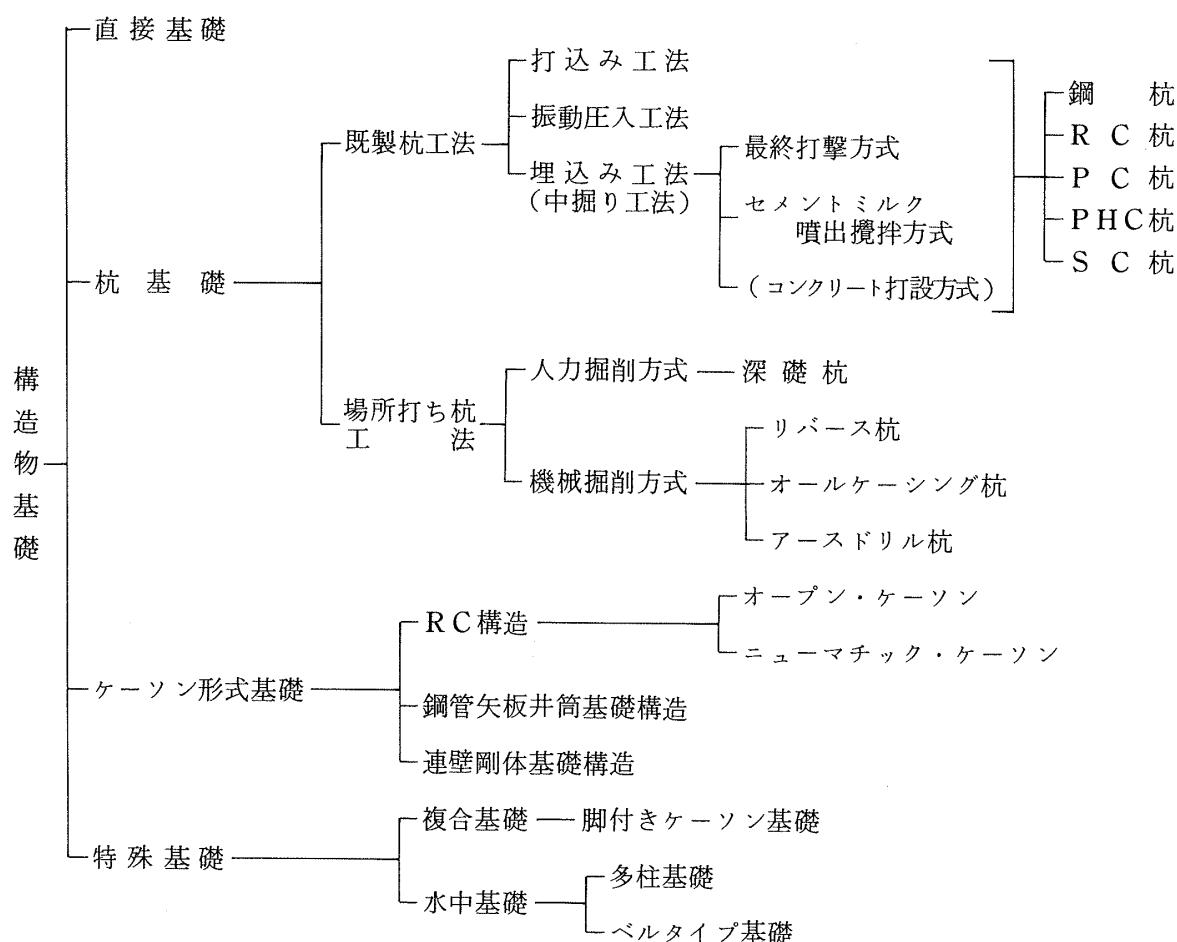


図-5.1 施工法による分類¹³⁴⁾

5.1.2 設計上からの分類

基礎工は、従来その施工方法によって直接基礎、ケーソン基礎、杭基礎に大別されてきた。そしてこれらの基礎の設計は、それぞれ独立した思想のもとで相互に無関係に行なわれてきた。しかし、近年の施工技術の向上に伴って大口径杭、矢板式基礎、大断面ケーソンなどが出現し、工法的には杭基礎あるいはケーソン基礎であっても断面形状はケーソンあるいは直接基礎に近いものもあり、設計上の取扱いに問題を生じてき

た。

こうしたことから、道路橋示方書(IV)下部構造編では基礎の根入れ比(D_f/B)、基礎の特性値(β)から直接基礎、ケーソン基礎、杭基礎をそれぞれ表-5.1のように定義し、設計上の区分を明確にしている。

表-5.1 基礎工の設計上の分類

基 素 工 の 種 類	判 別 基 準		解 析 モ デ ル	
	D_f/B	$\beta \cdot \ell$	基 素 本 体	根 入 れ 地 盤
直 接 基 素	≤ 0.5	< 1.0	剛 体 ($EI = \infty$)	無 視
杭 基 紴	> 0.5	$1.0 \leq < 3.0$	彈 性 体	彈 性 パ ネ
		≥ 3.0		

D_f : 基礎の根入れ深さ , B : 基礎幅 , ℓ : 基礎の長さ , β : 基礎の特性値

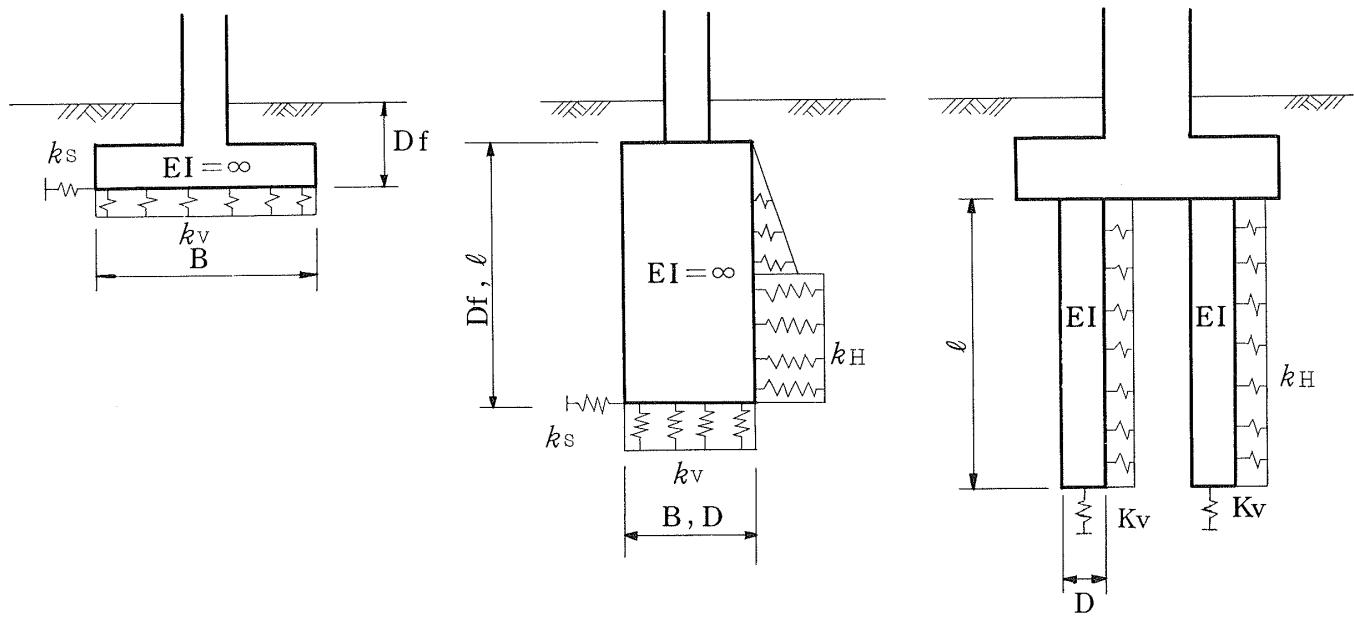
k_H : 横方向地盤反力係数

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot D}{4EI}}$$

D : 基礎の径

EI : 基礎の曲げ剛性

すなわち、解析上のモデルは図-5.2のようになる。



(a) 直接基礎

(b) ケーソン基礎

(c) 杭基礎

図-5.2 基礎工の解析モデル

直接基礎とケーソン基礎との設計上の基本的な相違点は、根入れ地盤の抵抗を無視するか考慮するかである。基礎の根入れ深さが小さいと、根入れ地盤の抵抗はわずかであり、これを考慮したとしても安定解析上ほとんど影響がない。根入れ地盤の抵抗力を無視し得る限界根入れ深さは、図-5.3のモデルを用いた解析結果から説明できる。

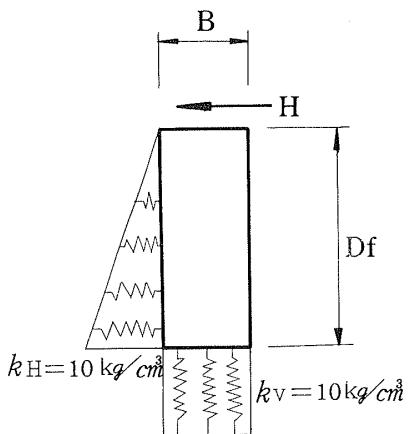


図- 5.3 解析モデル

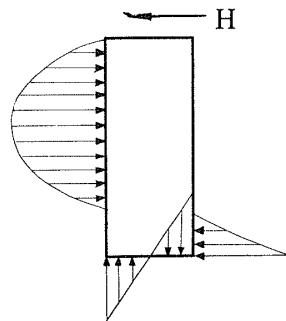


図- 5.4 地盤反力分布

基礎の頂部に水平力Hが作用すると、基礎の前面および底面に地盤反力が発生し安定を保つ。すなわち、

$$\begin{array}{c|c|c} \text{水平力Hによる} & \text{前面地盤反力によ} & \text{底面地盤反力によ} \\ \text{モーメント} & \text{る抵抗モーメント} & \text{る抵抗モーメント} \\ M_0 & Mr_1 & Mr_2 \\ \hline & + & \\ & \underbrace{\qquad\qquad\qquad}_{\text{全抵抗モーメント } Mr} \end{array}$$

の関係が成立する。

図- 5.5は、全抵抗モーメントと底面地盤反力による抵抗モーメントの比(α)が基礎の根入れ比によってどのように変化するかを示したものである。

根入れ比(D_f/B)が0.5以下の範囲では、全抵抗モーメントの95%を底面地盤反力による抵抗モーメントが負担している。この負担割合は、水平方向と鉛直方向の地盤反力係数

によって異なってくるので一概にはいえないが、一般に直接基礎の場合は、鉛直地盤反力係数が水平地盤反力係数に比べてはるかに大きく、底面の負担割合はこの例よりさらに大きくなるのが普通である。

以上の理由から、道路橋示方書では $D_f/B \leq 0.5$ の場合は直接基礎として、 $D_f > 0.5$ になると前面の地盤の抵抗を考慮したケーソンとして解析するものと規定している。

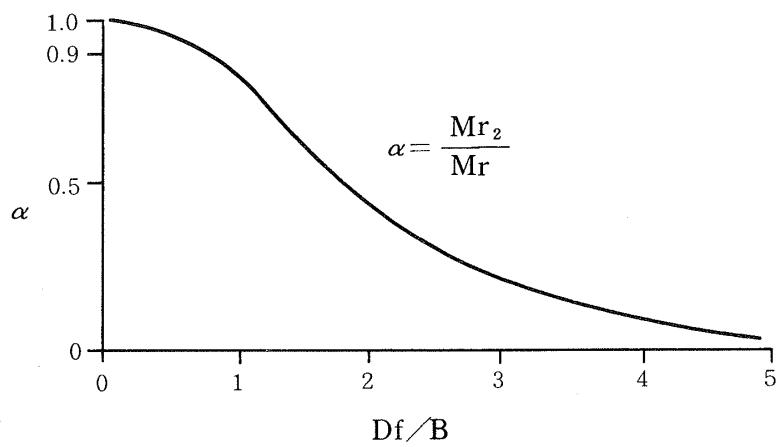
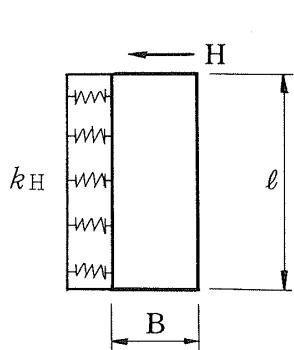


図- 5.5 ¹³⁵⁾

基礎前面地盤の抵抗を考慮した深い基礎は、基本的には有限長の弾性体基礎として解析すべきであるが、このような解析は非常に複雑である。基礎を剛体、あるいは半無限長の弾性体と見なすことができれば解析はかなり簡単になる。そこで、図-5.6のようなモデルを考え、有限長の弾性体として解析した基礎頂部の変位量 (δ_0) と、基礎を剛体として解析した変位量 (δ_1)、無限長の弾性体として解析した変位量 (δ_2) のそれぞれの比 ($\alpha_1 = \delta_1 / \delta_0$, $\alpha_2 = \delta_2 / \delta_0$) を $\beta\ell$ の関係で示すと図-5.7のようになる。



$$\beta = \sqrt{\frac{B \cdot k_H}{4 \cdot E \cdot I}}$$

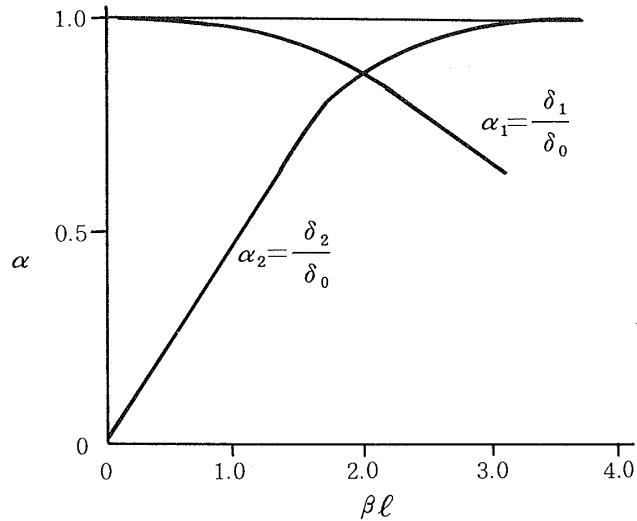


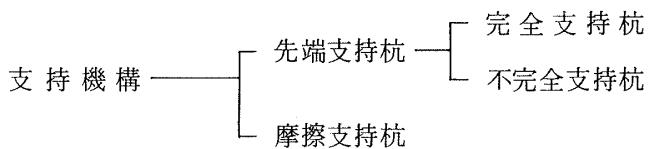
図-5.6

図-5.7 基礎の水平変位置と剛度の関係¹³⁶⁾

基礎を剛体と仮定したときの変位量と有限長の弾性体としたときの変位量の比 α_1 は、 $\beta\ell > 1.0$ においてほぼ 1.0 と見なし得ることができる。また、基礎を無限長の弾性体と仮定したときの変位量との比 α_2 は $\beta\ell \geq 3.0$ の領域においてほぼ 1.0 と見なし得る。基礎体に生じる曲げモーメントに対してもほぼ同様の結果となる。このことは $\beta\ell < 1.0$ においては有限長の剛体(ケーソン)として、 $\beta\ell \geq 3.0$ においては無限長の弾性体(半無限長杭)として解析しても問題ないことを意味する。

5.1.3 支持機構上からの杭の分類

杭はその支持機構から次のように分類される。



先端支持杭とは杭の先端が良質な支持層(砂質土: $N \geq 30$, 砂性土: $N \geq 20$)に根入れされた杭をいい、摩擦支持杭とは先端が良質の支持層に根入されていないものをいう。先端支持杭のうち、完全支持杭とは良質の支持層の厚さが十分厚い場合であり、不完全支持杭とは薄い場合である。

杭を支持機構上分類することは、設計上、支持力に対する設計思想を明確にし、支持機構の信頼度、終局の抵抗特性により安全率を区別して考えるためである。

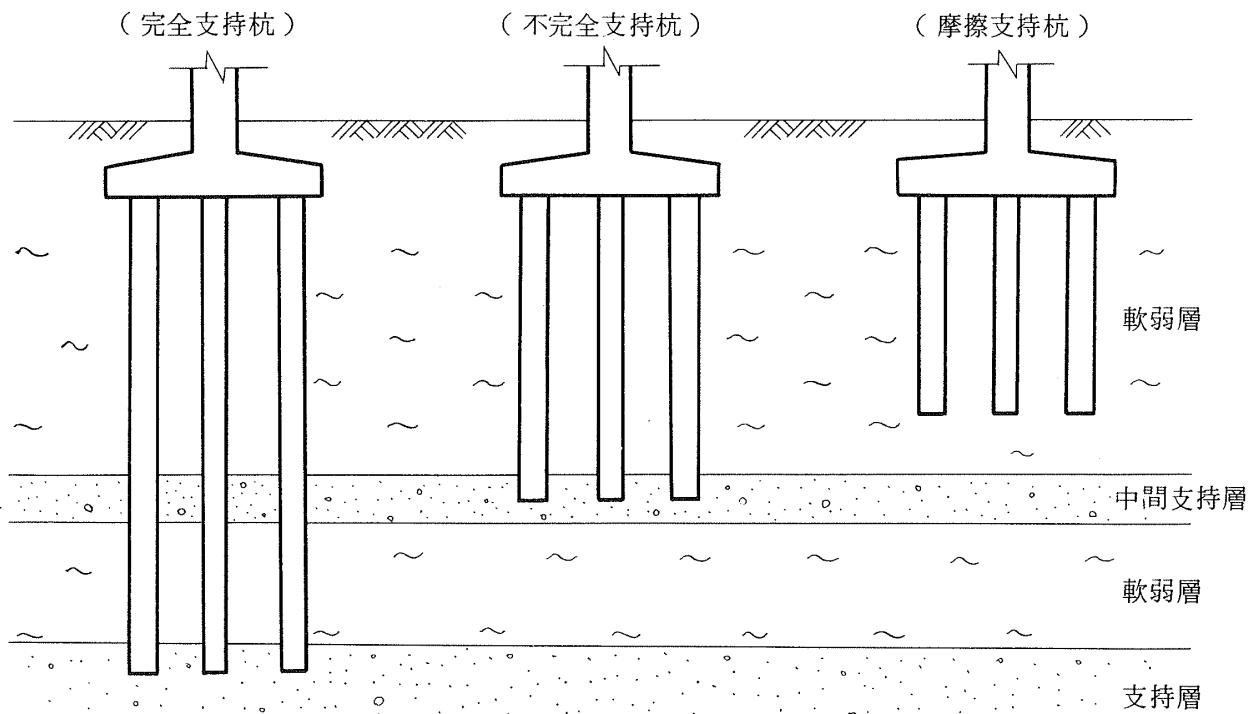


図- 5.8

5.2 基礎工法の概要，特徴

5.2.1 直接基礎

(1) 概要

直接基礎は、地盤をのり切り、土留め、締切り等により掘削し、フーチングを良質の支持層に直接支持する基礎形式である。この場合、良質の支持層とは下記の地盤をさす。

砂質土 : N値 30 以上 , 層厚がフーチングの 1.5 倍以上¹³⁷⁾

粘性土 : N値 20 以上 , "

岩盤 : C_L クラス以上(軟Ⅱ)

支持層が浅い場合には、一般に最も経済的な形式であり、基礎形式の選定にあたってはまず最初に直接基礎が採用できないかどうか十分検討してみる必要がある。

(2) 特徴

長所

- 支持層が浅い場合は他の基礎に比べて経済的。経済的な支持層の深さは、根切りの難易によるが一般的には地表面あるいは水面より 7 m 程度以内。
- 施工が単純で容易。
- 支持層が直接確認できる。

- 平板載荷試験により簡単に地耐力を推定できる。
- 荷重は底面地盤でしか期待しないため、解析が簡単。
- 他の基礎に比べて剛性が大きく、水平変位量が小さい。
- 支持層の傾斜、不陸に対して現場での対応が容易。

短 所

- 支持層が深い場合、地下水位が高い場合には施工が困難。
- 基礎の占有面積が多い。近接構造物があり、用地に制約がある場合には不向き。山岳部の急傾斜地では切土量が多くなり、斜面崩壊、地すべりの原因となる場合がある。

5.2.2. 打込み杭工法

(1) 概 説

杭基礎は支持層が深い場合に用いられる。適用深さは、建設省の技術研究会の調査結果(図-5.9)から知ることができます。

打ち込み杭は、打撃工法(ドロップハンマー、スチームハンマー、ディーゼルハンマー)、振動工法(バイブロハンマー)、圧入工法等によって施工される。直接基礎以外の基礎形式の中では一般に最も経済的である。従って直接基礎の施工が困難な場合は、まず打ち込み杭を検討してみる必要がある。

打込み工法の特徴としては次の点が挙げられる。

長 所

- 直接基礎以外の中では一般に最も経済的である。
- 杭打設によって地盤を締め固める効果があり、大きな支持力度を確実に期待できる。
- 斜杭($10 \sim 20^\circ$)の施工が可能である。斜杭にすることにより大きな杭軸直角方向の支持力度が期待できる。
- 既製杭を用いるため材料としての品質の信頼性が高い。
- 施工速度が速く、工期を短縮できる。

短 所

- 杭打設時に大きな騒音、振動を生じる。近くに民家がある等、振動、騒音規制がある場所では不向き。杭打ち機に防音カバーを取り付け騒音を軽減する方法はあるが、振動の軽減はできない。
- 中間層にレキ層、玉石があると打込みが困難。

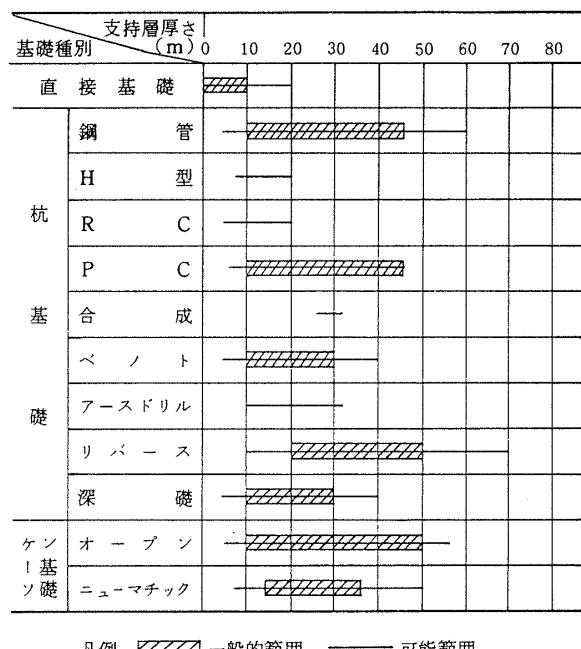


図-5.9 各種基礎形式の適用深さ¹³⁹⁾

- 圧密沈下の恐れのある軟弱地盤に斜杭を用いるとネガティブフリクションの作用により杭体に大きな曲げ応力が発生する。
- 急傾斜地等では、重機の搬入が困難。
- 輸送上、杭長が限定されるので、長い杭では継杭が必要となるが、一般に継手は弱点となる。

(2) RC杭(遠心力鉄筋コンクリート杭)

a) 概要

RC杭は、JIS A5310-1977「遠心力鉄筋コンクリート杭」として規格化されており、安定した品質の製品が供給されている。コンクリートは $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ のものであり、組立てた鉄筋を型枠内におき、遠心力締固めにより成形される。成形された杭は常圧蒸気養生などが施工されたあと脱型し、水中養生を行ったうえで製品として市場へ出される。

JIS規格によるRC杭は、1種および2種に区分され、1種は主として軸方向荷重に対し、2種は軸方向荷重の他に水平荷重に対しても設計され、曲げモーメントの大きさによりA、B、Cの3種に細分類され、杭表面に次の記号で表示される。

1種杭 500-10 (外径500mm, 長さ10m)

2種杭 500-10-A (外径500mm, 長さ10m, A種)

土木構造物では、主として水平荷重による曲げモーメントに抵抗させるため、2種の使用が前提となるが、この場合、より大きな曲げモーメントが負担できるPC杭が経済的となり、RC杭の用途は地中構造物など水平荷重を考慮しない構造物、あるいは水平荷重の小さい小構造物に使用されることが多い。橋梁の基礎としてはあまり用いられない。

b) 特徴

長所

- 材料の入手が容易。
- 材料の単価が安い。
- 杭とフーチングの剛結がPC杭に比べて容易であり、構造上の問題も少ない。

表-5.2 RC杭(1種)の長さ別の軸方向鉄筋量(参考)¹⁴⁰⁾

外径 (mm)	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m	10 m	11 m	12 m	13 m	14 m	15 m
200	φ6×7	φ6×7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
250	—	φ6×9	φ6×9	φ6×9	φ6×10	—	—	—	—	—	—	—	—
300	—	φ9×6	φ9×6	φ9×6	φ9×6	φ9×8	φ9×10	φ9×12	φ13×7	φ13×9	—	—	—
350	—	—	—	φ9×8	φ9×8	φ9×8	φ9×11	φ9×13	φ13×8	φ13×9	φ13×12	φ13×13	—
400	—	—	—	—	φ9×10	φ9×10	φ9×12	φ9×14	φ13×8	φ13×10	φ13×12	φ13×14	φ13×16
450	—	—	—	—	—	φ9×12	φ9×12	φ13×8	φ13×9	φ13×11	φ13×13	φ13×15	φ13×17
500	—	—	—	—	—	—	φ9×14	φ13×8	φ13×10	φ13×11	φ13×14	φ13×16	φ13×18
600	—	—	—	—	—	—	φ13×9	φ13×10	φ13×12	—	—	—	—

表- 5.3 R C 杭(2種)の断面の性能(参考)¹⁴¹⁾

寸法		種別	輔方向鉄筋		$n = 6$				破壊時		W (kg/m)
D (mm)	t (mm)		$\phi \times N_o$	A_s (cm ²)	α (rad.)	I_e (cm ⁴)	M_{RC} (kg·cm)	M_{RS} (kg·cm)	α (rad.)	M_B (kg·cm)	
300	60	A	$\phi 13 \times 12$	15.92	1.028	13,710	312,000	264,000	0.566	587,000	126
		B	$\phi 16 \times 11$	22.12	1.104	17,640	367,000	355,000	0.689	792,000	130
		C	$\phi 16 \times 14$	28.15	1.158	21,190	416,000	441,000	0.784	984,000	135
350	65	A	$\phi 13 \times 14$	18.58	1.007	23,300	471,000	369,000	0.531	822,000	160
		B	$\phi 16 \times 13$	26.14	1.086	30,360	559,000	503,000	0.657	1,128,000	166
		C	$\phi 16 \times 18$	36.20	1.159	38,990	661,000	675,000	0.784	1,514,000	174
400	70	A	$\phi 13 \times 19$	25.21	1.028	40,670	709,000	569,000	0.561	1,292,000	201
		B	$\phi 16 \times 17$	34.19	1.098	51,450	824,000	750,000	0.675	1,685,000	208
		C	$\phi 16 \times 22$	44.24	1.156	62,700	939,000	948,000	0.776	2,125,000	216
450	75	A	$\phi 16 \times 15$	30.17	1.025	63,740	998,000	776,000	0.555	1,742,000	245
		B	$\phi 16 \times 22$	44.24	1.113	85,800	1,207,000	1,101,000	0.699	2,477,000	256
		C	$\phi 16 \times 26$	52.29	1.150	97,570	1,315,000	1,281,000	0.764	2,879,000	262
500	80	A	$\phi 19 \times 12$	34.02	1.012	89,810	1,295,000	978,000	0.534	2,195,000	291
		B	$\phi 19 \times 16$	45.36	1.079	112,390	1,490,000	1,272,000	0.640	2,865,000	300
		C	$\phi 19 \times 22$	62.37	1.150	143,520	1,748,000	1,700,000	0.763	3,818,000	313
600	90	A	$\phi 19 \times 12$	34.02	0.941	140,870	1,881,000	1,217,000	0.430	2,709,000	387
		B	$\phi 22 \times 16$	60.82	1.076	222,510	2,487,000	2,071,000	0.633	4,667,000	408
		C	$\phi 22 \times 22$	83.62	1.147	284,270	2,913,000	2,765,000	0.756	6,225,000	426

(注) 軸方向鉄筋の材質を S R 24として作成した。別に S D 30を使用することもできる。

 α はモーメントに対応する中立軸の位置を示す。 M_{RC} : コンクリートの許容圧縮応力度から定まる許容曲げモーメント。 M_{RS} : 鉄筋の許容引張応力度から定まる許容曲げモーメント。

短所

- 中間に比較的硬い層(砂質土: $N \geq 20$, 粘性土: $N \geq 10$), 5~10cmのレキ層, 玉石があると打抜きが困難。
- 打込み時の打撃応力により杭体にクラックが入りよい。
- 杭1本の曲げ耐力が少ない。
- 長杭の場合は打込みが困難。このため一般には単杭で用いられる。

(3) P C 杭(プレストレストコンクリート杭)

a) 概要

P C 杭は、杭打込み時に杭自身に生じる引張力, 運搬・仮置き, 吊込みなど施工時に生じる引張力, さらには設計水平荷重によって生じる曲げ引張力などに対する抵抗力を増すため, コンクリートにプレストレスを与え補強したものである。

P C 杭は、大口径杭を除いてプレテンション方式であり, J I S A 5335-1968「プレテンション方式遠心力プレストレスコンクリート杭」として規格化されている。J I S化されたP C 杭には表- 5.4 に

示す種類があり、有効プレストレスの大きさによりA, B, C種に区分されている。杭表面には次の記号で表示される。

PR-A-500-11 (プレテンション方式, A種, 外径500mm, 長さ11m)

使用するコンクリートは $\sigma_{ck} = 500 \text{kg/cm}^2$ であり、PC鋼材を緊結後定着しコンクリートを投入し遠心力形成した後、常圧蒸気養生を行い脱型後水中養生、もしくは脱形後オートクレーブに入れ高温高压養生を行って冷却後出荷する製造方法がとられている。

表-5.4 PC杭の断面性能表(参考)¹⁴²⁾

外径 D (mm)	厚さ t (mm)	長さ L (m)	種類	有効 プレストレス σ_{ce} (kg/cm ²)	ひびわれ曲げ モーメント M_{cr} (tm)	破壊曲げ モーメント M_u (tm)	コンクリート の断面積 A_c (cm ²)	コンクリート 換算断面積 A_e (cm ²)	換算断面二次 モーメント I_e (cm ⁴)	換算断面係数 Z_e (cm ³)	単位重量 W (kg/m)
300	60	7~13	A	40	2.5	4.0	452	462	353×10^2	235×10	118
			B	80	3.5	6.9		473	362×10^2	241×10	
			C	100	4.0	8.4		479	368×10^2	245×10	
350	65	7~15	A	40	3.5	6.4	582	594	636×10^2	363×10	151
			B	80	5.0	9.9		607	651×10^2	372×10	
			C	100	6.0	12.7		614	659×10^2	376×10	
400	75	7~15	A	40	5.5	9.1	766	782	109×10^3	545×10	199
			B	80	7.5	14.6		797	111×10^3	555×10	
			C	100	9.0	18.4		808	113×10^3	565×10	
450	80	7~15	A	40	7.5	12.5	930	950	170×10^3	755×10	242
			B	80	11.0	21.6		972	174×10^3	773×10	
			C	100	12.5	26.0		982	177×10^3	786×10	
500	90	7~15	A	40	10.5	16.4	1,159	1,180	261×10^3	104×10^2	301
			B	80	15.0	30.1		1,200	268×10^3	107×10^2	
			C	100	17.0	35.2		1,220	271×10^3	108×10^2	
600	100	7~15	A	40	17.0	25.8	1,571	1,600	522×10^3	174×10^2	408
			B	80	25.0	49.8		1,630	535×10^3	178×10^2	
			C	100	29.0	60.3		1,650	543×10^3	181×10^2	
700	110	7~13	A	40	27.0	40.5	2,039	2,080	939×10^3	268×10^2	530
			B	80	38.0	73.3		2,130	962×10^3	274×10^2	
			C	100	45.0	90.7		2,160	975×10^3	278×10^2	
800	120	7~10	A	40	40.0	61.5	2,564	2,620	156×10^4	390×10^2	666
			B	80	55.0	106.1		2,690	160×10^4	400×10^2	
			C	100	65.0	133.3		2,730	162×10^4	405×10^2	
1,000	140	7~10	A	40	75.0	120.1	3,782	3,880	368×10^4	736×10^2	983
			B	80	105.0	207.9		3,980	376×10^4	752×10^2	
			C	100	120.0	243.5		4,030	381×10^4	762×10^2	
1,200	150	7~8	A	40	120.0	183.9	4,948	5,070	713×10^4	118×10^3	1,286
			B	80	170.0	323.0		5,200	730×10^4	121×10^3	
			C	100	200.0	400.0		5,290	741×10^4	123×10^3	

参考文献 1.JIS A 5335-1979 日本規格協会 2. M_u は杭軸方向力 $N=0t$ の場合である。3.バイルメーカー数社の平均値である。

b) 特 徴

長 所

- プレストレスにより補強されているため、打込時の衝撃に対して強く、コンクリートにひび割れが生じにくい。
- 工場で品質管理され製品化されているため材質の信頼性が高い。
- 大口径杭の施工が可能である。
- 材料の入手が容易。
- コストが安い。

短 所

- 韌性を欠く。変形性能が小さく、地震時の応答変位に対して弱い。
- 杭頭を切断するとプレストレスが減少し、補強する必要がある。
- 支持層が平坦でない場合、杭長の調整が困難。
- 無理な打撃を行うと縦クラックが生じる。
- 継手の信頼性に乏しく、一般には2本継ぎまでである。

- 中間層に硬質土層(砂質土： $N \geq 30$ 、粘性土： $N \geq 20$)、粒径10 cm以上のレキ層、玉石があると打抜きが困難。

PC杭の打込みは、通常ディーゼルハンマーによる。ハンマーの標準的な選定は図-5.10による。

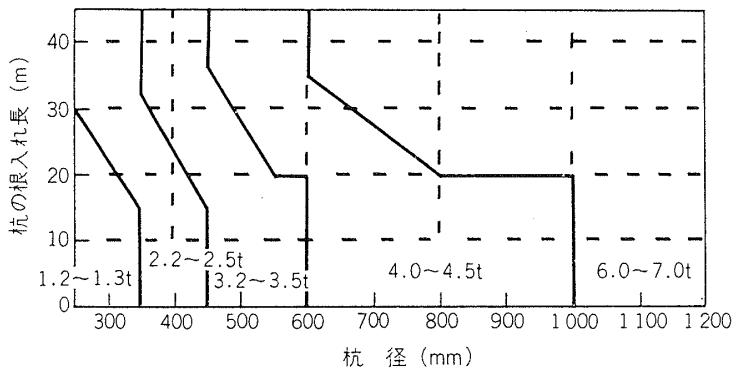


図-5.10 標準ハンマー選定図¹⁴³⁾

(4) 鋼 杭

鋼杭は鋼管杭とH杭に大別され、それぞれ、JIS A 5525-1983「鋼管ぐい」、JIS A 5526-1971「H形鋼ぐい」で規格化されている。

鋼管杭は水平抵抗力、打込み性能、長杭の施工等に優れており橋梁の基礎杭として広く用いられている。杭径は $\phi 318.5 \sim \phi 2,000 \text{ mm}$ がJIS化されているが、スパイラル鋼管は $\phi 400 \sim 2,500$ 、板巻鋼管は350～10,000 mm大の製造が行なわれている。橋梁の基礎としては $\phi 500 \sim \phi 800$ のスパイラル鋼管が一般に使用されている。

スパイラル鋼管は素管長最大31mまで製造可能であるが、通常は輸送の関係から、単管の最大長を12mとし、現場で溶接が行なわれている。

H杭は、断面性能に方向性があることや、支持力が大きくとれることから、現在では主として仮設用に用いられているのみである。

長 所

- 材料強度が高く、延性に富んでいるため、水平、鉛直耐力が大。
- 大きな打撃力に耐えるので、硬い支持層($N \geq 50$)への根入れが可能であり、大きい先端支持力を得ることができる。
- 継手の信頼性が高く、長尺施工が可能である。陸上工事で杭長85mの長尺杭の施工実績もある。
- 必要により各素管ごとに管厚を変更することができ、また設計耐力に適した外径を選定することができる。
- 溶接による継杭、溶断による切取りが自由にできるので、支持地盤に起伏がある場合でも信頼性の高

い施工ができる。

- 杭頭処理、フーチングとの結合が容易。

表- 5.5 鋼管杭の断面性能表

外 径 (mm)	厚 さ (mm)	断面積 (cm ²)	単位重量 (kg/m)	断面2次モーメント I (cm ⁴)	断面係数 Z (cm ³)	断面2次半径 i (cm)	外側表面積 (m ² /m)
500	9	138.8	109	418×10^2	167×10	17.4	1.57
500	12	184.0	144	548×10^2	219×10	17.3	1.57
500	14	213.8	168	632×10^2	253×10	17.2	1.57
600	9	167.1	131	728×10^2	243×10	20.9	1.88
600	12	221.7	174	958×10^2	319×10	20.8	1.88
600	14	257.7	202	111×10^3	369×10	20.7	1.88
600	16	293.6	230	125×10^3	417×10	20.7	1.88
700	9	195.4	153	116×10^3	333×10	24.4	2.20
700	12	259.4	204	154×10^3	439×10	24.3	2.20
700	14	301.7	237	178×10^3	507×10	24.3	2.20
700	16	343.8	270	201×10^3	574×10	24.2	2.20

(B)

外 径 (mm)	厚 さ (mm)	断面積 (cm ²)	単位重量 (kg/m)	断面2次モーメント I (cm ⁴)	断面係数 Z (cm ³)	断面2次半径 i (cm)	外側表面積 (m ² /m)
406.4	9.0	112.4	88.2	222×10^2	109×10	14.0	1.28
406.4	12.0	148.7	117	289×10^2	142×10	14.0	1.28
508.0	9.0	141.1	111	439×10^2	173×10	17.6	1.60
508.0	12.0	187.0	147	575×10^2	227×10	17.5	1.60
508.0	14.0	217.3	171	663×10^2	261×10	17.5	1.60
609.6	9.0	169.8	133	766×10^2	251×10	21.2	1.92
609.6	12.0	225.3	177	101×10^3	330×10	21.1	1.92
609.6	14.0	262.0	206	116×10^3	381×10	21.1	1.92
609.6	16.0	298.4	234	132×10^3	432×10	21.0	1.92
711.2	9.0	198.5	156	122×10^3	345×10	24.8	2.23
711.2	12.0	263.6	207	161×10^3	454×10	24.7	2.23
711.2	14.0	306.6	241	186×10^3	524×10	24.6	2.23
711.2	16.0	349.4	274	211×10^3	594×10	24.6	2.23
812.8	9.0	227.3	178	184×10^3	452×10	28.4	2.55
812.8	12.0	301.9	237	242×10^3	596×10	28.3	2.55
812.8	14.0	351.3	276	280×10^3	690×10	28.2	2.55
812.8	16.0	400.5	314	318×10^3	782×10	28.2	2.55
914.4	12.0	340.2	267	346×10^3	758×10	31.9	2.87
914.4	14.0	396.0	311	401×10^3	878×10	31.8	2.87
914.4	16.0	451.6	354	456×10^3	997×10	31.8	2.87
914.4	19.0	534.5	420	536×10^3	117×10^2	31.7	2.87
1 016.0	12.0	378.5	297	477×10^3	939×10	35.5	3.19
1 016.0	14.0	440.7	346	553×10^3	109×10^2	35.4	3.19
1 016.0	16.0	502.7	395	628×10^3	124×10^2	35.4	3.19
1 016.0	19.0	595.1	467	740×10^3	146×10^2	35.2	3.19

表-5.6 各種杭の比較表¹⁴⁵⁾

項目		くい種	鋼管ぐい	P C ぐい	場所打ちぐい
材 料	強さ	圧縮と引張り強さがほぼ等しく曲げ応力が大きいため水平力を受ける場合、特に有利である。	部材プレストレスを与えたもので引張り応力を受けられるが、その荷重は小さい。	強度は一般の鉄筋コンクリートより低目である。引張り強さは小さく鉄筋で補強しなければならない。	
	均一性	他のくい材料より品質が均一で信頼性が高い。	骨材が入手しにくく傾向にあるので、材料の不均一性があり、養生によっても強さが不均一である。	コンクリートの品質やくいの寸法など施工の良否によって不均一になり易い。	
	耐久性	鋼材で腐食する可能性があるが、その量は地中部において問題はない。	打込み時に生じる亀裂から水が侵入して内部のP C鋼線が腐食する可能性がある。	鉄筋のカブリの確実性に問題があり、腐食する可能性がある。	
	加工性	溶接や切断によって容易にくい長の調節を行なえる。	信頼度の高い継手がないので長さに制約がある。	くい長の調節は容易に行なえる。	
土質	支持層への貫入	P Cに比べ、確実に深く貫入できる。	大きなN値の支持層への貫入が難しい。	地盤が固ければ掘削率が低下する。スライムがたまり初期沈下がある。	
	転石、玉石による影響	開端ぐいにすれば影響が小さい。	くいの貫入の障害となる。くい先端の破損の原因。	作業能率は非常に低下し、機械に制約をうける。	
	支持層の確認	打込み状態から推定する。	打込み状態から推定する。	掘削土砂の観察から支持層の土質を確認できる。	
施工	一般的なくい長	10~60m	10~30m	10~30m	
	一般的なくい径	400~1,500mm	300~600mm	800~2,000mm	
	施工準備	くい重量が小さいため簡単。	くい重量が大きく、ハンマ、やぐら等大きいものが要る。	大がかりな設備がいる。	
	運搬・取扱いに対し	軽量であり、破損する心配がないので容易である。	重量が大きく運搬・取扱い中にヒビ割れを生じやすい。	—	
	作業面積	小さい	小さい	大きい	
	打込み中の排土量	少ない	多い	—	
	打込抵抗	小さい	大きい	—	
	打込みに対して	非常に強い打撃力に耐えるので相当N値の大きい層でも貫通させることができる。	プレストレスを与えてるが引張応力度によって破損しやすい。大きなN値への貫入が難しい。	—	
	継手	突合せ溶接を行なうので強度が大きく信頼性が高い。	信頼度の高い継手がない。	—	
	上部構造材との結合	くい頭部に鉄筋を溶接することにより容易に結合することができる。	くい頭を切りそろえることが多いためくい頭が損傷し、プレストレスが開放する。	くい本体の鉄筋定着	
工	施工速度	他の工法に比べ最も早い。	钢管ぐいよりも遅い。	掘削に時間がかかるため、全体的に遅い。	
	施工管理	実績豊富で管理も容易である。	容易であるが、ひび割れに注意しなければならない。	施工後の品質、強度などについて確認が困難で施工管理を完全に行なわなければならない。	
	斜ぐいの施工	比較的大きな角度が可能	施工可能(打込角度小)	施工困難	
	水上施工	可能であり、他の工法に比べ極めて多用されている。	可能であるが、钢管ぐいに比べ施工性に劣る。	一般的に余り用いられない。リバース工法のみ可。	
環境	騒音・振動に対して	打設時の騒音・振動がある。	打設時の騒音・振動がある。	他の工法に比べ小さくなり、ベノトなどでは特に振動が大きい。	
設 計	鉛直力に対して	耐力は非常に大きいので、くいの打止め支持層さえ確実であれば、大きな支持力を期待できる。	荷重規模は小さい。	大口径の施工が可能で許容支持力が大きいが初期沈下がある。	
	水平力に対して	曲げモーメントに対する抵抗力が大きく、大きな水平抵抗力を期待できる。	水平力に対する抵抗力は小さい。	断面剛性が大きいため、変位量は小さいがコンクリートの曲げ抵抗が小さい。	
総合的な適用性		大きな鉛直力および水平力が作用する深い基礎および堅い中間層を打抜いて下部支持層に深く根入れを必要とする場合。	鉛直力のみ作用するような比較的浅い基礎および地盤が軟かく打込みに大きな打撃力を必要としない場合。	騒音・振動など建設工事に伴う公害が問題となる場合。	

- 堅い中間層(砂質土:N値40程度, 粘性土:N値30程度)の打抜きが可能である。ただし, 玉石は杭径の1/3~1/4以下。
- 断面積が小さいので排土量が少なく, 打込み効率が良い。既存の隣接構造物に対する悪影響も少ない。
- 軽量であり, さらに破損する恐れが少ないので, 運搬取扱いが容易。
- 場所打ち杭, ケーソン基礎に比べて一般的に経済的。
- S L杭, 二重管等によりN・Fを生じる地盤へも適応可能。

短 所

- 鋼材が腐食する。
- 杭打設時の振動, 騒音が大きい。
- コンクリート杭に比べ高価である。
- 大口径杭では先端閉そく効果が小さく, 支持力が低減する恐れがある。

钢管杭は, 通常ディーゼルハンマにより打設される。標準ハンマの選定図を図-5.11に示す。

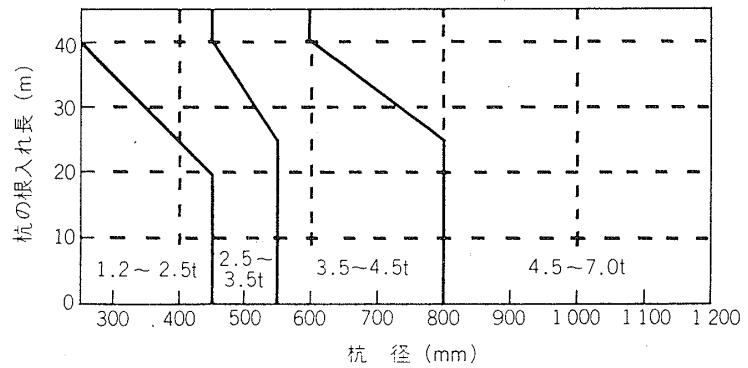


図-5.11 標準ハンマの選定図¹⁴⁴⁾

(5) P H C 杭, S C 杭

P H C杭は, 高温高圧蒸気養生したP C杭で, コンクリート強度は $\sigma_{ck} = 800 \sim 1,000 \text{ kg/cm}^2$ と高強度である。昭和46年以降に現われたもので, 以前はA C(オートクレーブドプレストレスコンクリート)杭と呼ばれていたが, 最近J I S化(J I S A 5337)された。養生期間が短く工場の生産効率が良いため, 大量に市場に出回っている。

S C杭は, 図-5.12に示すように高強度PCコンクリート($\sigma_{ck} \geq 800 \text{ kg/cm}^2$)の外側に鋼管を巻き立てたもので, コンクリートの弱点を鋼材で補っている。

S C杭は, 曲げ剛性が大きく変形性能に富んでいる, 杭頭処理が容易, 杭打込時杭頭の破損が少ない, 等の長所がある。一方, 高価なこと, 鋼管が腐食するのが短所として挙げられる。

5.2.3 中掘り杭工法

(1) 概 説

従来, 既製杭の施工はディーゼルハンマやバイブロハンマが主役をなしてきたが, 昭和43年に騒音規制法(85ホーン以下), 昭和51年に振動規制法(75dB以下)が制定されて以来, いわゆる低振動, 低騒音工法といわれる施工法が研究開発されている。

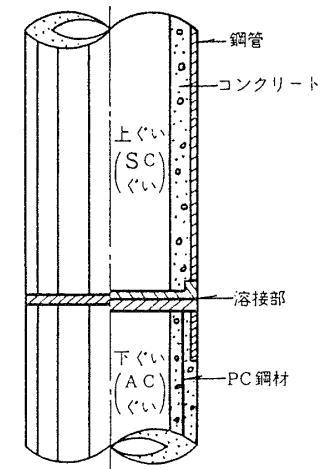
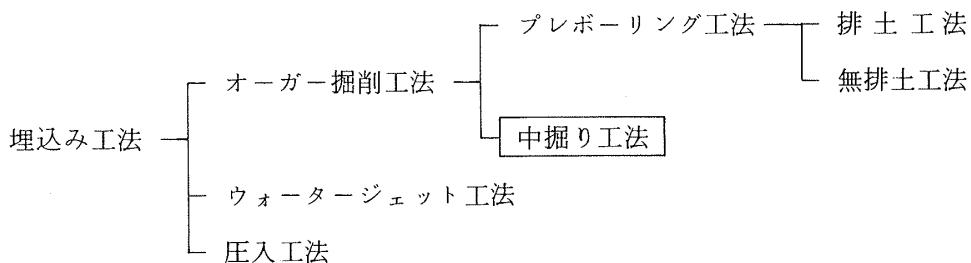


図-5.12 S C 杭¹⁴⁶⁾

これらの工法は固有の名称をもったものだけでも約60工法が発表されており、すでに使用されなくなった工法や無名称のまま施工されている工法まで取り上げると70種近くになるといわれている。¹⁴⁷⁾

これらの低振動・低騒音工法は、地盤を掘削して既製杭を建込むことから埋込み杭と呼ばれている。埋込み杭は、建込みの方法によって次のように分類される。



(a) プレボーリング工法：杭打ち箇所の地盤に先行掘削を行って、そのせん孔内に既製杭を吊込み圧入・

打撃または削孔内にセメントミルク等を注入して杭を固結させる工法。

(b) 中掘り工法：先端開放の中空既製杭を、

その内部空間を貫通したオーガーやバケットで先端地盤の土を掘削排除しながら所定深さまで沈設する工法。杭先端の処理方法には、打込み工法、セメントミルク噴出攪拌方式、コンクリート打設方式がある。

(c) ウォーター・ジェット工法：既製杭の先端部にジェットノズルを装備して水を噴射し、杭先端地盤および杭周辺地盤をゆるめながら杭を沈設させる工法。

(d) 圧入工法：圧入装置を用いて既設杭を地盤内へ沈降させる工法

埋込み杭工法は、低振動・低騒音工法としてのメリットは大きいが、施工時に杭周辺地盤および先端地盤を乱すため、打込み工法などと比べて支持力が低下するという問題がある。また、施工の状態によって支持力が大きくばらつき信頼性も少ない。プレボーリング工法は、特にこの問題が大きいことから道路橋の基礎工法としては使用されていない。ここでは、道路橋示方書で使用が認められている中掘り工法についてのみ述べる。

長 所

- 施工時の振動、騒音が少ない。（表-5.8、5.9参照）
- 小口径から比較的大口径まで施工が可能。（Φ300～1,200程度）
- 打込み工法に比べ中間層が堅くても施工可能。

適用土質 粘性土 $N \leq 30$

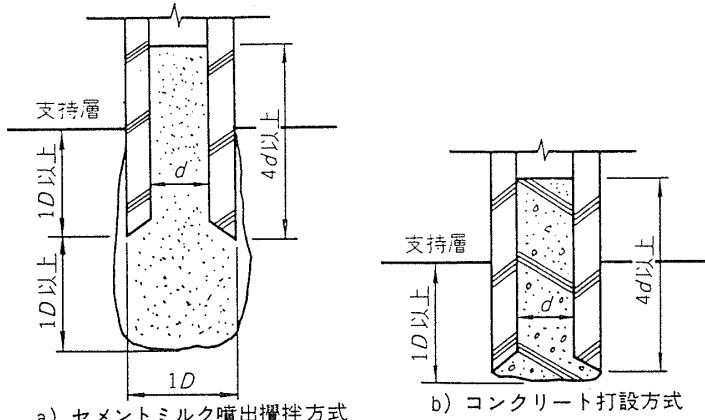


図-5.13 中掘工法の先端処理 ¹⁴⁸⁾

砂質土 $N \leq 50$

砂礫層 杭内径の $1/8$ 以下

- 杭自体がケーシングの役目をするので地盤崩壊が少ない。
- 斜杭の施工が可能である。このため大きな杭軸直角方向の支持力が期待でき、軟弱地盤では場所打ち杭よりも経済的となる場合がある。
- 小口径の低振動・低騒音打込みが可能なため、小規模の構造物では場所打ち杭より経済的。
- 杭は既製杭を用いるため、場所打ち杭に比べ施工速度が速い。

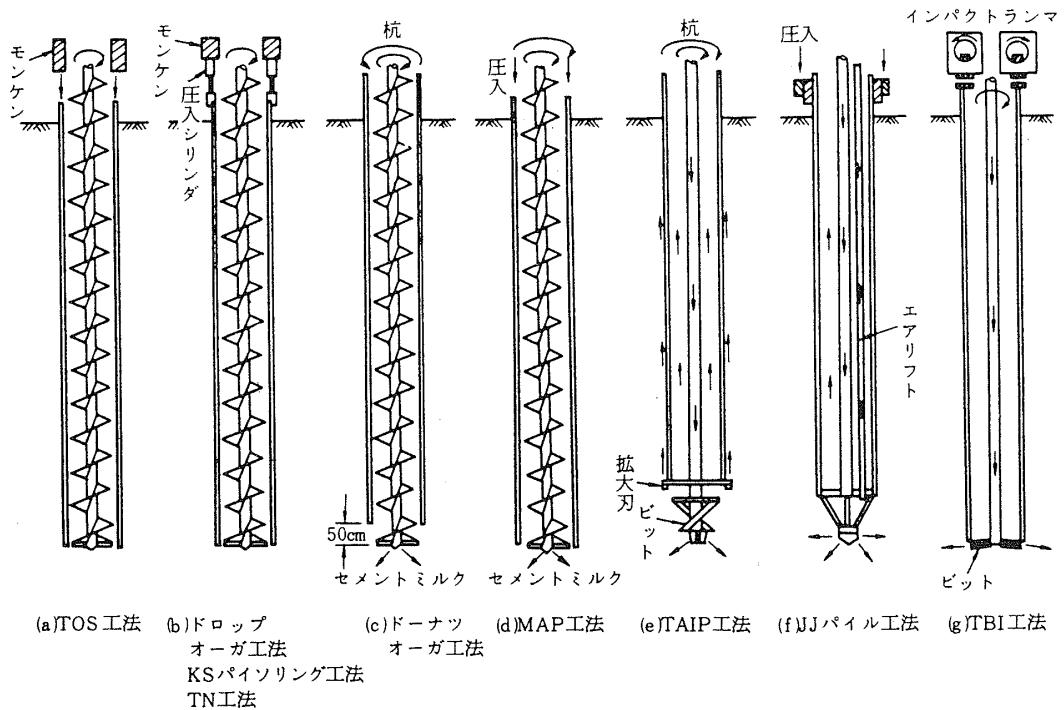


図-5.14 各種の中掘工法¹⁵⁰⁾

短 所

- 施工時地盤を緩めるため支持力が小さい。支持力 1 t 当りの施工費は非常に高く、支持力で杭本数が決まる場合は不経済。
- 施工業者、施工方法による支持力のばらつきが大きく、信頼性が少ない。
- 泥土、泥水処理が現場によっては困ることがある。

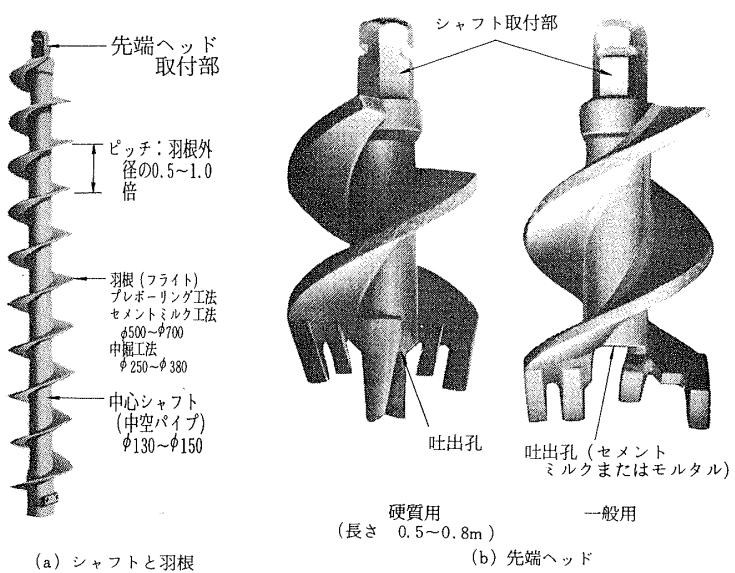


図-5.15 スクリューオーガーの例¹⁵¹⁾

表-5.7 中掘工法の種類¹⁴⁹⁾

工法名称	施工会社名	工法の概要 (①掘削 ②貫入 ③支持力発現)	適応杭
S TJ工法	アサノボール(株) 他5社	①スパイラルオーガ、特殊拡大ビット ②空気および水の圧送によるフリクションカット、杭やぐらの自重を利用した圧入またはモンケン打撃 ③セメントミルク注入の拡底工法	RC・PC・钢管杭 杭径 φ450~600 深度 15~40m max 50m
B&S工法	大同コンクリート工業(株)	①オーガスクリューに特殊ヘッドを連結 ②杭重量またはモンケン重量 ③特殊ヘッドを残し杭先端を閉そくし、モンケンにより打ち込む。	RC・PC・钢管杭 杭径 φ350~600 深度 10~30m max 40m
B.B.B.工法	大同コンクリート工業(株) 都南基礎工業(株)	①スパイラルオーガ、特殊拡大ビット ②油圧による圧入 ③セメントミルク注入の拡底杭工法	RC・PC・钢管杭 杭径 φ450~600 深度 10~50m max 60m
NAKS工法	日本コンクリート工業(株)	①スパイラルオーガ、特殊2段拡大ビット ②圧縮空気によるフリクションカットおよび杭自重 ③セメントミルク注入の拡底杭工法と圧入	PC杭 杭径 φ450~1,000 深度 15~45m max 55m
TAIPAN工法	トップパイル工業(株) 工建産業(株)	①拡大ヘッドアースオーガ ②圧入 ③打撃またはセメントミルク注入拡底杭工法	RC・PC・钢管杭 杭径 φ350~1,200 深度 10~45m max 70m
TN工法	(株)テノックス	①特殊スクリューアースオーガ ②圧入 ③セメントミルク注入の拡底杭工法と圧入	RC・PC・钢管杭 深度 10~60m max 80m
TAIP工法	(株)武智工務所	①拡大刃付き特殊オーガヘッド、アースオーガ注水による土砂の流動化 ②杭本体とオーガとを同時回転させ沈設する ③セメントミルク注入の拡底杭工法	PC・钢管杭 杭径 φ350~1,500 深度 10~50m max 75m
FHK工法	(株)間組	①アースオーガ、高压水によるジェット工法 ②高速微震動機 ③振動による打込みまたはセメントミルク注入	钢管杭 杭径 φ600~1,200 深度 10~30m max 60m
島田式中掘り工法	島田基礎工業(株)	①オーガスクリュー ②杭引き下げ用ワイヤ・油圧ジャッキによる圧入 ③セメントミルク注入またはモンケン打撃	RC・PC・钢管杭 杭径 φ400~1,000 深度 5~50m max 70m
NC式回転ジェット工法	日本コンクリート工業(株)	①ジェット併用・カッタまたはオーガ掘削 ②杭自重または圧入 ③打撃または圧入	PC杭 杭径 φ300~1,200 深度 20~30m max 40m
LPS工法	(株)奥村組 日本コンクリート工業(株)	①特殊カッタによるリバースサーチュレーション工法 ②圧入 ③打撃または根固めコンクリート	PC・钢管杭 杭径 φ700~1,800 深度 30~40m max 60m
NS式ジェット工法	日本コンクリート工業(株)	①ジェット掘削方式 ②自重 ③打撃またはセメントミルク注入	PC杭 杭径 φ300~1,200 深度 20~30m max 35m
MAP工法	マップ工業(株) 川鉄商事(株)	①アースオーガ ②MAP押込み装置による圧入およびエアフリクションカット ③圧入またはセメントミルク注入	钢管杭・鋼矢板, H杭 杭径 φ350~1,100 深度 7~20m max 45m
KSパイリング工法	川鉄钢管工事(株)	①アースオーガ ②モンケンの自重および油圧ジャッキ ③モルタル注入・油圧圧入	钢管杭・鋼矢板, H杭 杭径 φ400~1,200 深度 20~35m max 52m
JJパイル工法	(株)熊谷組	①ジェットによる掘削、エアリフトによる排土 ②杭自重・油圧ジャッキによる圧入 ③油圧による圧入または中詰めコンクリートの打設	钢管杭・PC杭 杭径 φ500~1,000 深度 40m max 60m

表- 5.8 各種工法と騒音レベルの実態¹⁵²⁾

工法区分	工 法 名	騒 音 レ ベ ル (dB(A))					
		5m	10m	20m	30m	40m	50m
圧入工法	スラスト&プラウト工法	73	69	63	59		
プレボーリング 工法	ドーナツオーガ工法	87	76		69		
	拡大ショーエ工法		84	80		74	
	N H P 工法				75		
	O N S 工法		80	71	85~105	支持力発現中	
	A S P 工法		81	75		70	
	ホールインセット工法				70~785		
中掘工法	T O S 工法	73(83)			65~68		
	T A I P 工法		70(80)	65(79)	91~100	支持力発現中	
	T N 工法		71	66	() 内はピーク		
	M A P 工法				65	62	
	K S バイリング工法		76(7.5m)	71(15m)	68		
	F H K 工法	87	84	79	76		
高圧水ジェット 工法	J J パイル工法				68		
	H W J 工法				69		65
場所打ち杭工法	ベノト工法	91	85	80		72	
	アースドリル工法	87	84	80		74	
	リバース工法	74	70	65		64	
打撃工法	M K 工法		83	78	落高 0.5m		
	防音カバー工法	89	84	78	74		
	インパクトドライバ工法				84		
	ディーゼルパイルハンマ工法	109	105	100	99		

表- 5.9 各種工法と振動レベルの実態¹⁵³⁾

工法区分	工 法 名	振 動 レ ベ ル (dB)					
		5m	10m	20m	30m	40m	50m
圧入工法	スラスト&プラウト工法	59	51	49			
プレボーリング 工法	ドーナツオーガ工法	61	72				
	拡大ショーエ工法		55	51			
	N H P 工法				45		
	O N S 工法		56		(78~80)	支持力発現中	
	A S P 工法			47	45	43	
	ホールインセット工法				46~53		
中掘工法	T O S 工法	45~49 (64~66) 40(61)	支持力発現中				
	T A I P 工法		40(56)	43(50)	() 内はピーク値		
	T N 工法		55	48	43		
	M A P 工法		06	0.3mm/sec			
	K S バイリング工法		63	57	54	48	
	F H K 工法		74	71	65		ベノト工法適用
高圧水ジェット 工法	J J パイル工法			0.05mm/sec(15m)			
	H W J 工法						50
場所打ち杭工法	ベノト工法	63	57	54		48	
	アースドリル工法	61	55	51		45	
	リバース工法	57	51	45		38	
打撃工法	M K 工法		75	65	落高 0.5m		
	防音カバー工法	82	77	73	65		
	インパクトドライバ工法				0.4mm/sec		
	ディーゼルパイルハンマ工法	82	77	73		65	
振動工法	振動パイルドライバ工法	84~92	82~89	76~82		68~80	

(2) 中掘工法の施工方法

ND式スパイラルオーガー中掘工法(日本コンクリート工業㈱)を例にとって、中掘工法の施工方法を説明する。

a) 杭施工機械

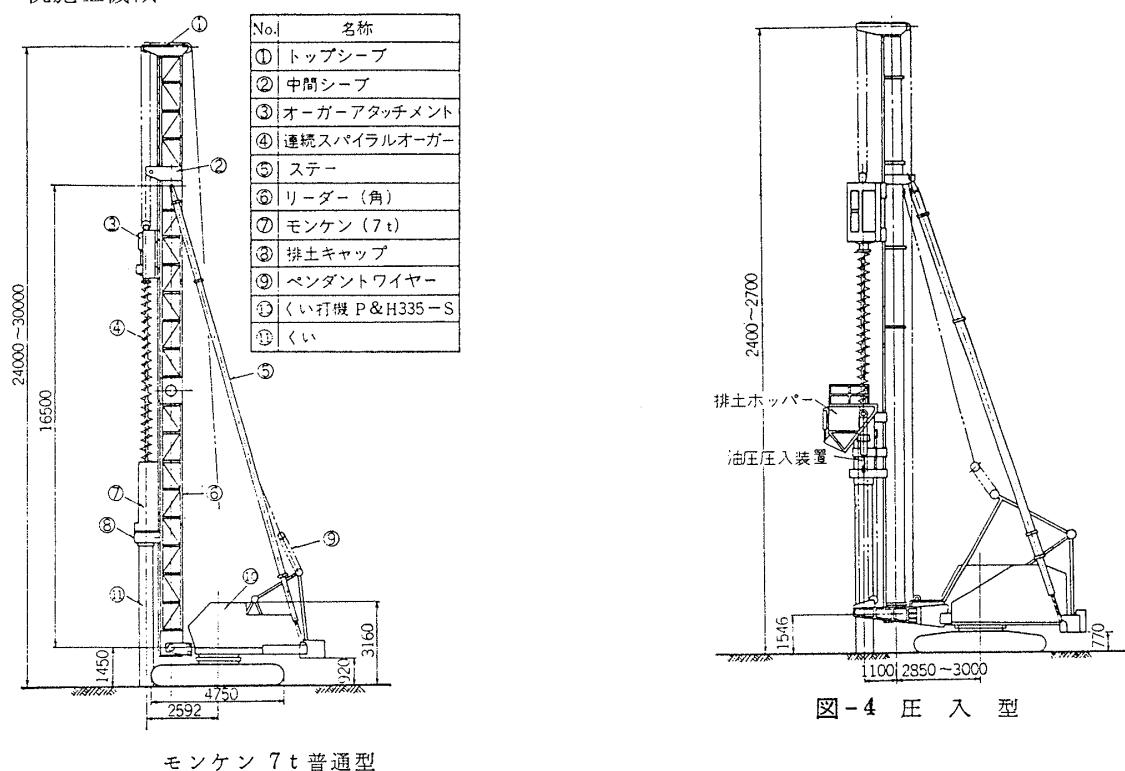


図-5.16 杭施工機¹⁵⁴⁾

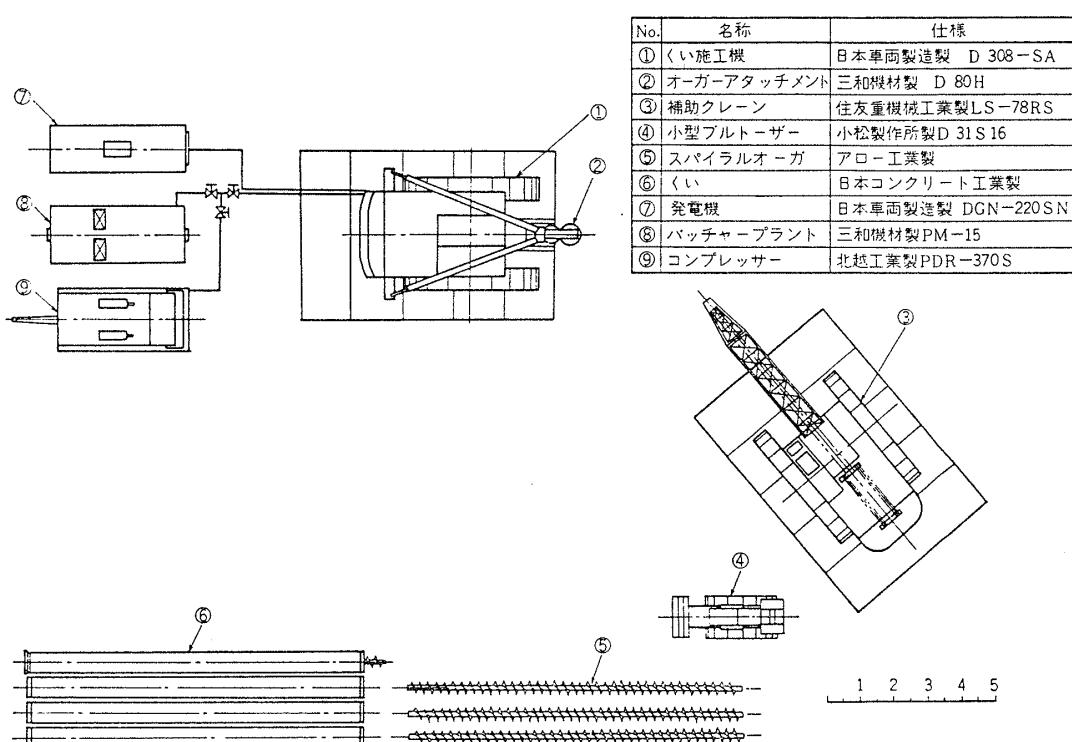
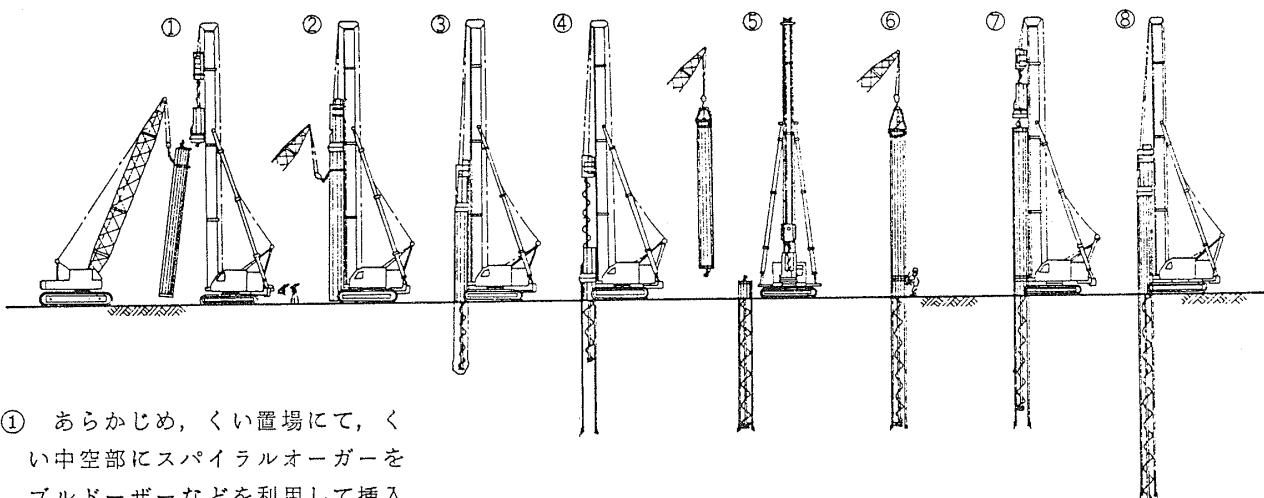
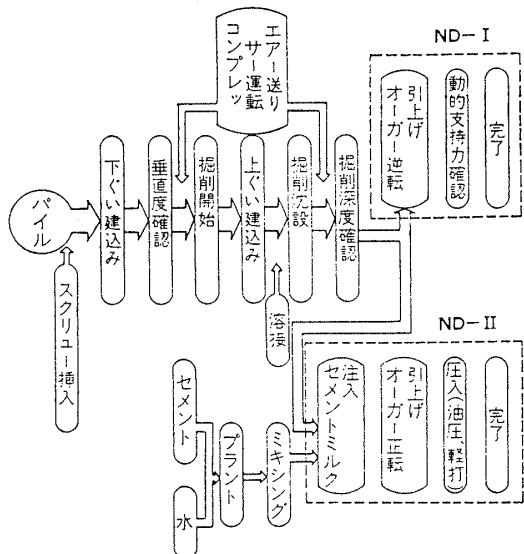


図-5.17 施工時の平面図¹⁵⁵⁾

b) 施工順序



- ① あらかじめ、くい置場にて、くい中空部にスパイラルオーガーをブルドーザーなどを利用して挿入する。そのくいを補助クレーンで吊込み、くい芯位置に正確に設置する。
- ② オーガー・アタッチメントに装着されているスパイラルオーガーと、吊込んだくい側のオーガーを接続し、くい頭部を特殊キャップにて固定する。くいの垂直性を確認修正するため、くい打ち機正面に対し直角2方向よりトランシットまたは下げ振りにて、くいおよびくい打ち機リーダーを監視する。
- ③ オーガーヘッドの吐出口よりコンプレッサーの圧搾空気を介して、くい先端地盤をオーガーの回転作用により掘削し、くいの沈設をはかる。同時にスパイラルオーガー翼の回転作用により掘削土砂を特殊キャップの開口部まで揚土し、外部に排出する。
- ④ 繰ぎぐいの作業に支障のない範囲の位置までくいを沈設する。オーガーによる所定のくい中空部内処理を行ない、繰ぎぐいの段取りをする。

- ⑤ 繰ぎぐいを補助クレーンで吊込む。なおくい打ち機は沈設ぐいのオーガーとアタッチメント側のオーガーを切離しておく。
- ⑥ 沈設ぐいオーガーと継ぎぐいオーガーを接続後、沈設ぐい軸線に継ぎぐい軸線が合致するよう建込む、続いて継手部の溶接作業を行なう。
- ⑦ 溶接終了後、アタッチメントオーガーと継ぎぐいオーガーを接続し、くい頭部を特殊キャップにて固定する。沈設に移る前にくい軸線とくい打ち機のリーダーを合致させる。
- ⑧ ③項に準じて、継ぎぐいの沈設をはかる。以下、3本継ぎ以上のくいについても④～⑦項の作業を繰返し行なう。くい先端部の最終処理については後述する。

図-5.18 ND式スパイラルオーガー中掘工法施工順序¹⁵⁶⁾

5.2.4 場所打ちコンクリート杭工法

(1) 概 説

場所打ち杭は、専用の掘削機を用いて地中に円形の孔を支持層まで掘削し、その中へ地上で籠状に組み立てた鉄筋を立て込み、トレミー管を用いてコンクリートを掘削孔の下端から連続的に打設して、鉄筋コンクリート杭を築造する工法である。

場所打ち杭の施工は、オールケーシング工法(ペノト工法)、リバースサーキュレーション工法(リバース工法)、アースドリル工法、B・H工法あるいは、これらの組み合わせによって行なわれている。

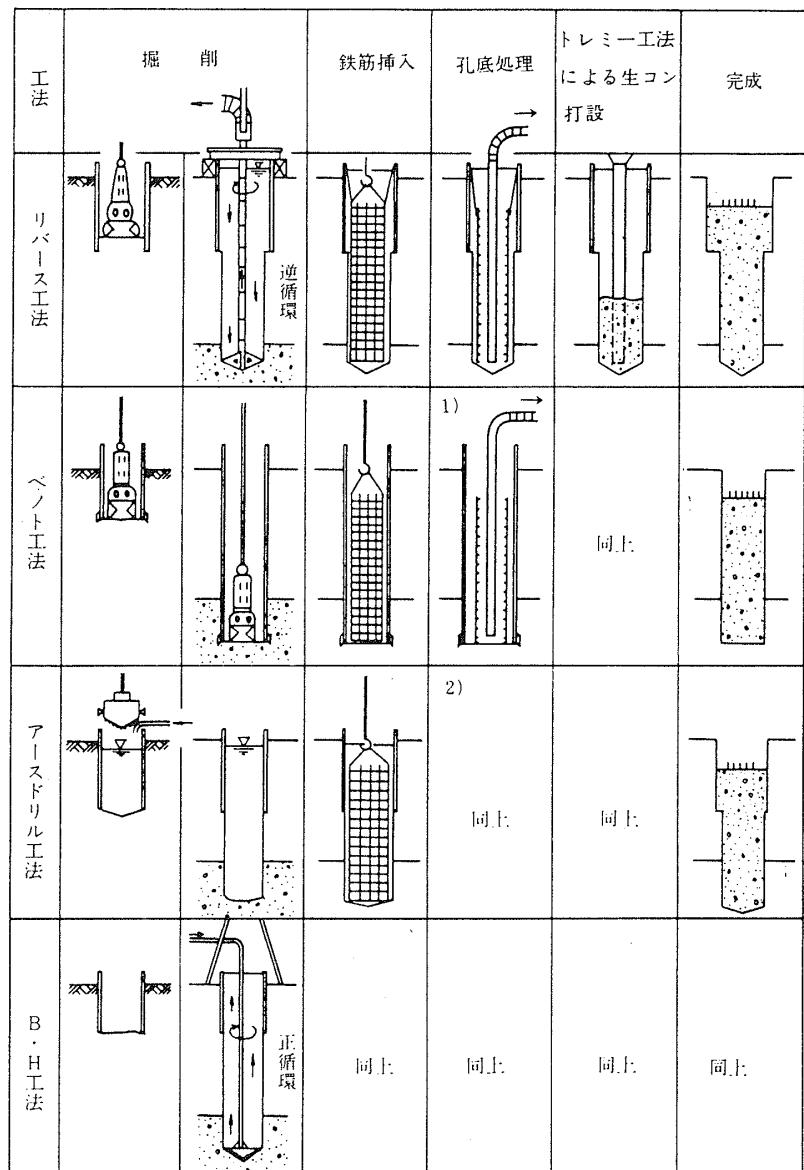
場所打ち杭の特徴としては、次の点が挙げられる。

長 所

- 施工時の振動、騒音が打込み杭に比べて少なく、人家密集地帯、振動・騒音規制区域の工事に適している。また、振動による近接構造物への影響も少ない。
- 完成した杭に継手がなく、かなり長くても1本ものの杭ができる。また、杭先端の支持地盤の状態により長さの調整が容易である。
- 掘削土砂を直接目で見ることができ、中間層、支持層の土質を確認できる。
- 既製杭に比べ大口径($\phi 1,000 \sim 3,000$)の施工が可能である。
- 打込み杭に比べ、くい径、配筋、コンクリート配合などにより所要強度を自由に選べる。
- 中掘り工法などに比べ、支持力1t当たりの施工費が安い。

短 所

- 杭体のコンクリートは、普通トレミー管を用いた水中コンクリート打設になるため、既製杭



1) ペノト工法は泥水を使用しないので、一般的に沈殿物は少ないが、沈殿物がある場合は状況に応じた適切な孔底処理を行なう。

2) アースドリル工法は図示以外の方法もある。また地盤条件と安定液の使用方法によって省略することができる。

図-5.19 場所打ち杭施工順序概略図¹⁵⁷⁾

に比べて品質が劣る。

- 完成した杭を直接目で見ることができないため、杭径や鉄筋のかぶり等、杭の出来上がりを確認できない。
- 掘削中に孔壁崩壊の危険性がある。
- 支持層に根入れしても、孔底にスライムがたまり完全な支持杭とならない。
- 斜杭の施工ができない。

(2) オールケーシング工法(ベノト工法)

a) 工法の概要

オールケーシング工法は、ベノト式掘削機でケーシングチューブを揺動(チューピング)・圧入しながらその内部をハンマグラブで掘削し、掘削完了後孔底に沈積しているスライムを処理した後、鉄筋かごを建込みトレミーでコンクリートを打設、ケーシングチューブの揺動・引抜きを行って場所打ち杭を築造する工法である。

ケーシングチューブを掘削全長にわたって貫入させてるので、他の場所打ち杭に比べ孔壁崩壊の危険性が少なく、比較的確実に設計杭径が得られることから、場所打ち杭工法の中では橋梁の基礎として最も多く用いられている。

b) 掘削機械

現在製造されているオールケーシング工法用掘削機種を表-5.10に示す。MT120型は三菱重工が昭和55年に発売した掘削口径1.0m～1.2m用の小型機である。三菱MT150、加藤30TH、MT200および加藤50THと並んでエンジンクローズの低騒音(30m地点で70～75dB)なのが特色である。

オールケーシング工法用掘削機の現在稼動している機械人口は約450台と推定されており、うち小型機(～1.2φ)250台、中型機(～1.5φ)150台、大型機(～2.0φ)50台と見られる。

オールケーシング工法では、刃先の開閉するハンマグラブバケットを1本のワイヤーロープで吊り下げ、バケットを昇降させて掘削する。ハンマグラブバケットでは除去できない障害物(玉石、岩塊など)がある場合には、チゼルを地上から落下させて破壊した後バラケットでつかみ出すなどが行なわれている。

掘削時には、下端にカッティングエッジ(刃先)を取付けたケーシングチューブを揺動しながら圧入し、これによって孔壁を保護する。従って、使用するハンマーグラブバケットは当然ケーシングチューブの内径寸法に適合した径のものを使用することになる。

c) オールケーシング工法の特徴

長 所

- ① ケーシングチューブを掘削全長にわたって貫入させてるので、孔壁崩壊の危険性が少なく、比較的確実に設計杭径が得られる。
- ② 周辺地盤や隣接構造物に与える影響が少ない。

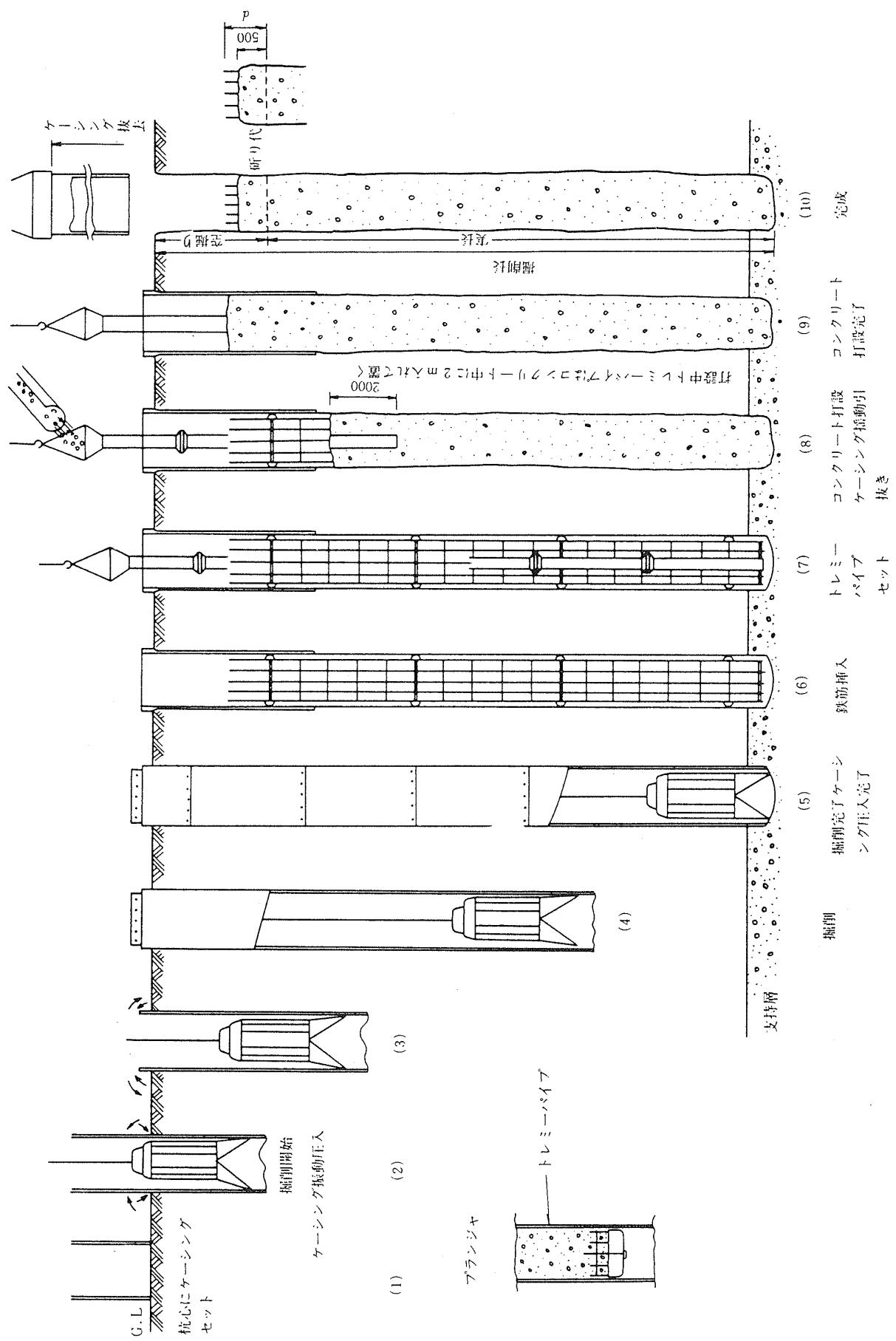


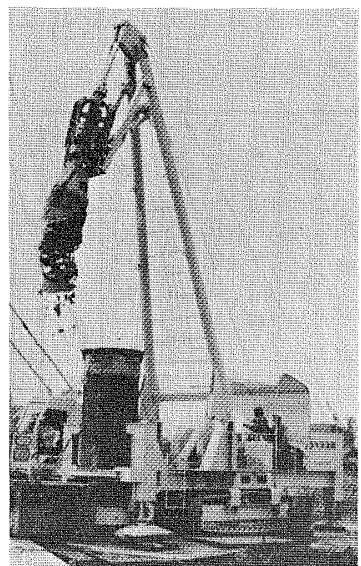
図-5.20 オールケーシング工法の施工順序

158)

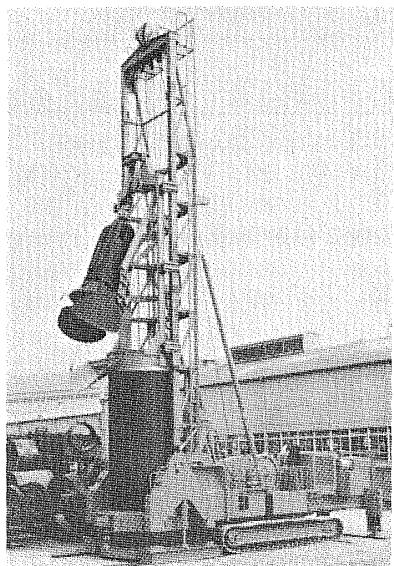
表-5.10 オールケーシング工法用 挖削機性能比較表¹⁵⁹⁾

掘削機の種類 性能項目	小 口 径				中 口 径				大 口 径				規格
	BT-2SD	MT-120	MT-130	20THC	20THD	MT-150	MT-150 Z-,-,s-	30THC	MT-200	MT-200 Z-,-,s-	50THC		
掘削口径 ϕ cm	80~120	80~120	100~130	80~120	80~130	100~150	100~150	100~150	100~200	100~200	100~200		
掘削深度(土質) m	35~27	50~35	60~35	40~35	40~35	60~40	60~40	40~35	60~35	60~35	60~35		
搖動トルク t·m	46	51	68	50.6	63	115	148	135	160	160	181		
最大押込力 t	10	15	20	15	15	25	30	26	35	35	32		
最大引抜力 t	40	43.5	60	42.2	52	92	118	92.4	92	118	92.4		
上下動用 ・引抜き能力	t	60	64	80	56	70	100	137	135	100	137	118	
運動角度	度	11	15	13	12	12	12	13	12	11	11	17	
エンジン(定格出力) P_S/rpm	$105/1500$	$170/1600$	$155/1500$	$128/1800$	$144/1800$	$165/1800$	$170/1600$	$220/1800$	$165/1600$	$170/1600$	$170/1600$	$130/1400 \times 2$	
n (油圧ポンプ用)	"	$200/2500$					$110/1600$	$110/1600$		$110/1600$	$110/1600$		
ワインチ(巻上力)	t	2.5	3.5	3.5	3	3	$5/3.2$	$5/3.2$	6	$5/3.2$	$5/3.2$	$6.5/6.5, 3.3$	
ワインチ巻上速度 m/min		105	120	120	120	120	85	85	90	85	85	85	
接 地 壓	kg/cm^2	—	0.8	0.72	0.6	0.67	0.74	0.8	0.97	0.87	0.9	0.9	
登 板 力 度	度	—	19	16	12	12	15°30'	15°30'	17	13°30'	13°30'	19	
走 行 形 式	—	トラック マウント	クローラ	クローラ	クローラ	クローラ	クローラ	クローラ	クローラ	クローラ	クローラ	クローラ	
適用ケーシングチューブ	m	3	4	6	6	6	6	6	6	6	6	6	
全 装 備 重 量	t	20.5	24	30	23	24	42	51	35	52	54	52	
備 考		S52頃より S54に 製造中止										S50頃より 製造中止	

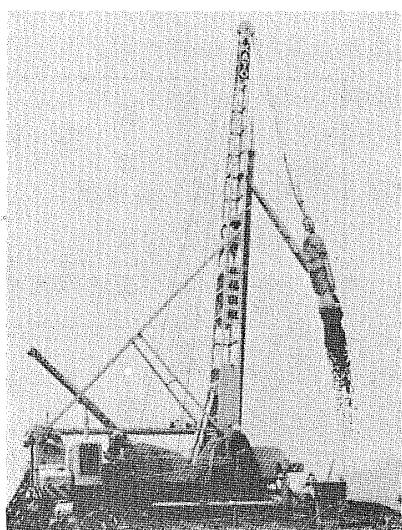
注：掘削深度はメーカーのカタログによるが、標準地質(シルト・粘土)の場合となっている。



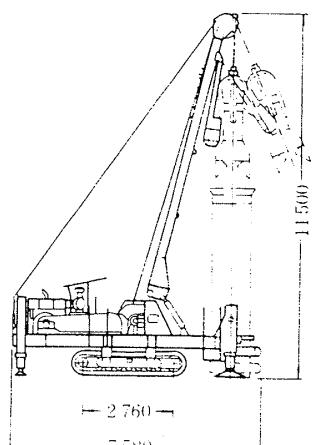
(a) 三菱MT 120形



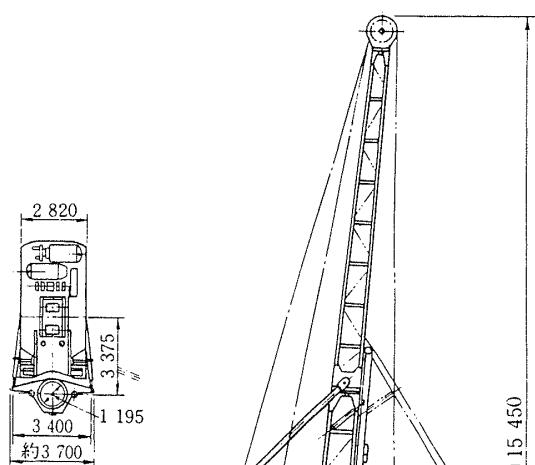
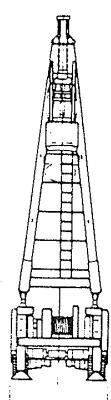
(b) 三菱MT-200形



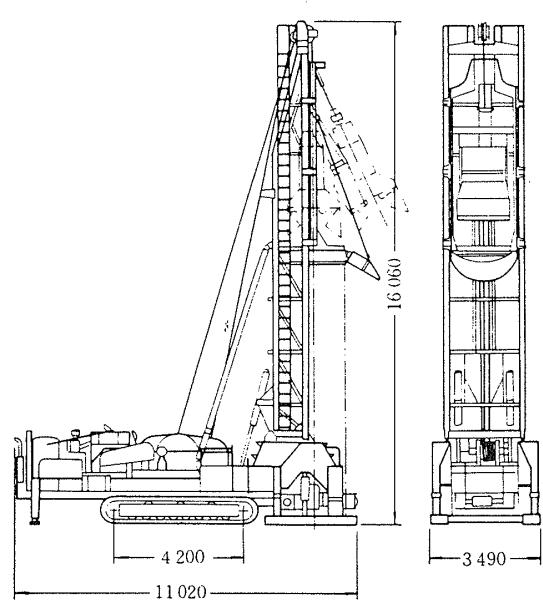
(c) 加藤 20 TH形



三菱 MT 120形



加藤 20 TH形外形寸法図



三菱 MT 200形

図- 5.21 オールケーシング工法用掘削機¹⁶⁰⁾

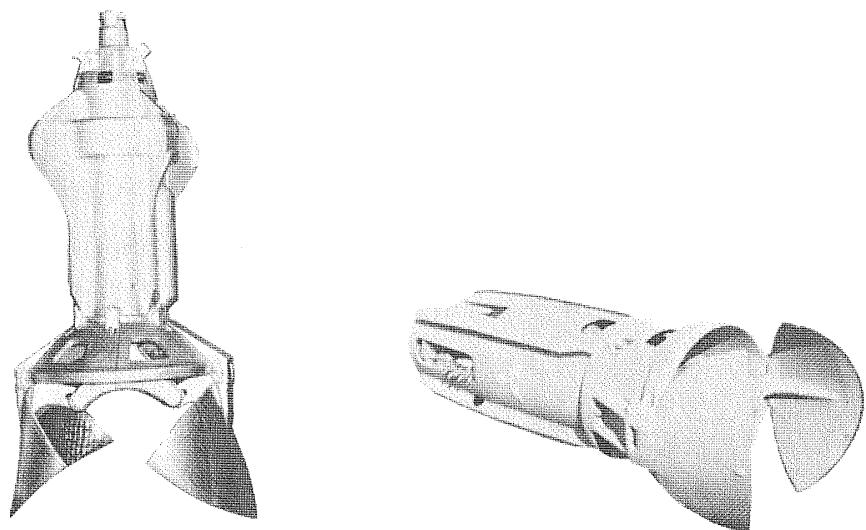


図- 5.22 ハンマグラブバケット¹⁶¹⁾

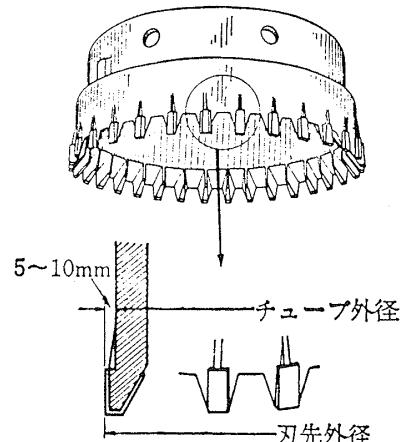
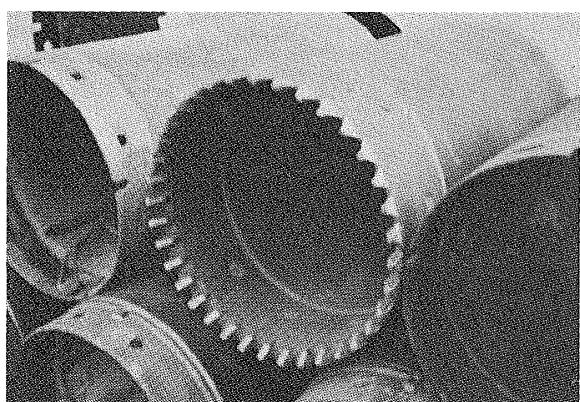


図- 5.23 ケーシングチューブの刃先(カッチングエッジ)¹⁶²⁾

③ 土質への適応性が他の工法よりも広い。ハンマグラブの刃先を変えることによって、礫層、玉石層、軟岩の掘削もできる。補助掘削器具として、オレンジピールバケット、トレパン、チゼル等を用いれば大きな玉石（杭径の $1/3$ ～ $1/4$ 以下）の撤去も可能。

④ 掘削排出される土砂によって土質の実態が観察できるので、支持層の判定、中間層の土質の判定が比較的確実に出来る。

⑤ スライムの沈積が少ない。

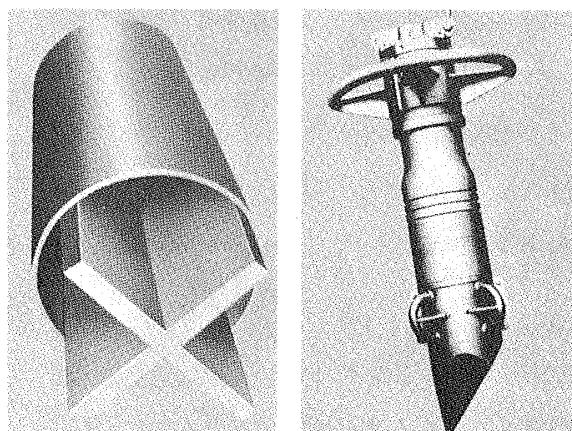


図- 5.24 チゼル¹⁶³⁾

- ⑥ 鉄筋のかぶりの保持が比較的確実。
- ⑦ 他の工法に比べて、橋梁基礎工への施工実績が多い。

短 所

- ① 地下水位以下に中間細砂層（シルト分30%以下）が5m以上あると、ケーシングチューブの揺動圧入・引抜きが困難あるいは不可能となる。
- ② 機種の自重が大きく、また揺動引抜き時の反力も大きいので軟弱地帯や水上作業には適さない。
(築島できれば可)
- ③ 被圧水を含む砂質土層ではボイリング現象を生じ、周辺地盤をゆるめる恐れがある。孔内水位を地下水位以上に保持しておく事が必要。
- ④ 水中掘削においてはハンマグラブバケットに対する水の抵抗および浮力によって落下速度が減少し、孔底面への貫入が弱まるので地盤が硬い場合は掘削速度が著しく低下する。掘削長は30m以内が適当。
- ⑤ ハンマグラブ掘りの為、支持地盤を荒す。
- ⑥ 鉄筋の共上りの傾向がある。
- ⑦ 掘削長が深い場合や杭径が大きい場合はケーシングチューブ周辺の摩擦力が大きくなりチューピングが不可能となる。

通常の掘削機では、最大掘削長30m、最大掘削径2.0mと考えておくのが良い。

(3) リバース・サーキュレーション・ドリル工法（リバース工法）

a) 工法の概要

リバース工法は、原則として静水圧により孔壁の保護を行い、回転ビットによって掘削し、循環水の逆還流で土砂の排出を行い、コンクリートを打設して杭をつくる工法である。

b) 掘削機械

リバース掘削機は、掘削機の回転機構を地上部に設置する地上設置型と、回転機構を孔内に吊下げる孔内沈設型に分類される。一般には地上設置型が用いられている。

地上設置型のリバース掘削機は、地盤を掘削するドリルビット、掘削泥水を吸い上げるエアドリルパイプ、サクションホース、サクションポンプ、エアドリルパイプを回転させるケリーバ、ロータリーテーブル等から構成されている。

ドリルビットには三翼ビット、四翼ビット、コニカル四翼ビット、ローラビットなどがある。三翼ビットはN値が50以下の一般土質に、四翼ビットはN値が50～100の硬質地盤に、コニカルビットは一軸圧縮強度が $q_u = 200 \text{ kg/cm}^2$ 程度以下の軟岩に、また、ローラビットは $q_u = 200 \sim 1,500 \text{ kg/cm}^2$ 程度の硬岩に使用されている。

掘削器具には、この他に、スタンドパイプ内の掘削、あるいは障害物の除去に用いるハンマーグラブバケット、ドリルパイプを通過しない玉石や、その他の障害物を除去するオレンジピールバケットなどがある。

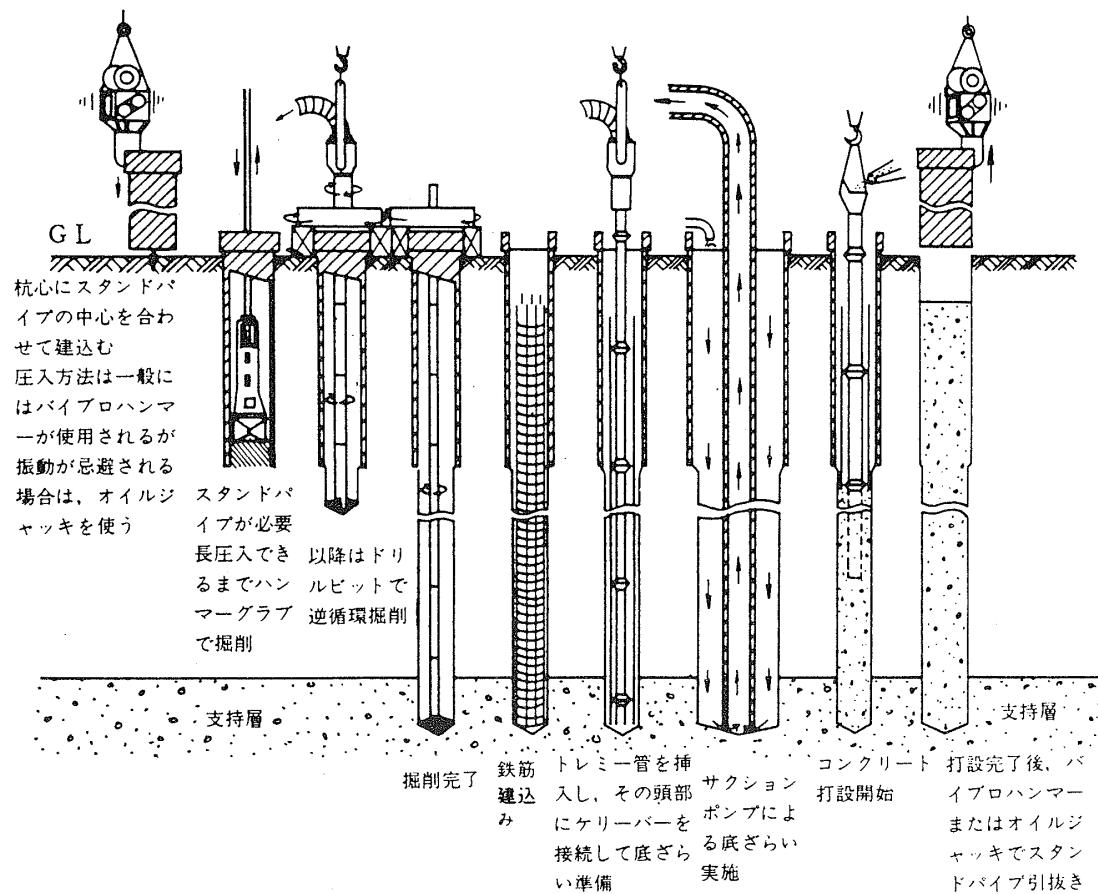


図-5.25 リバース工法施工順序図¹⁶⁴⁾

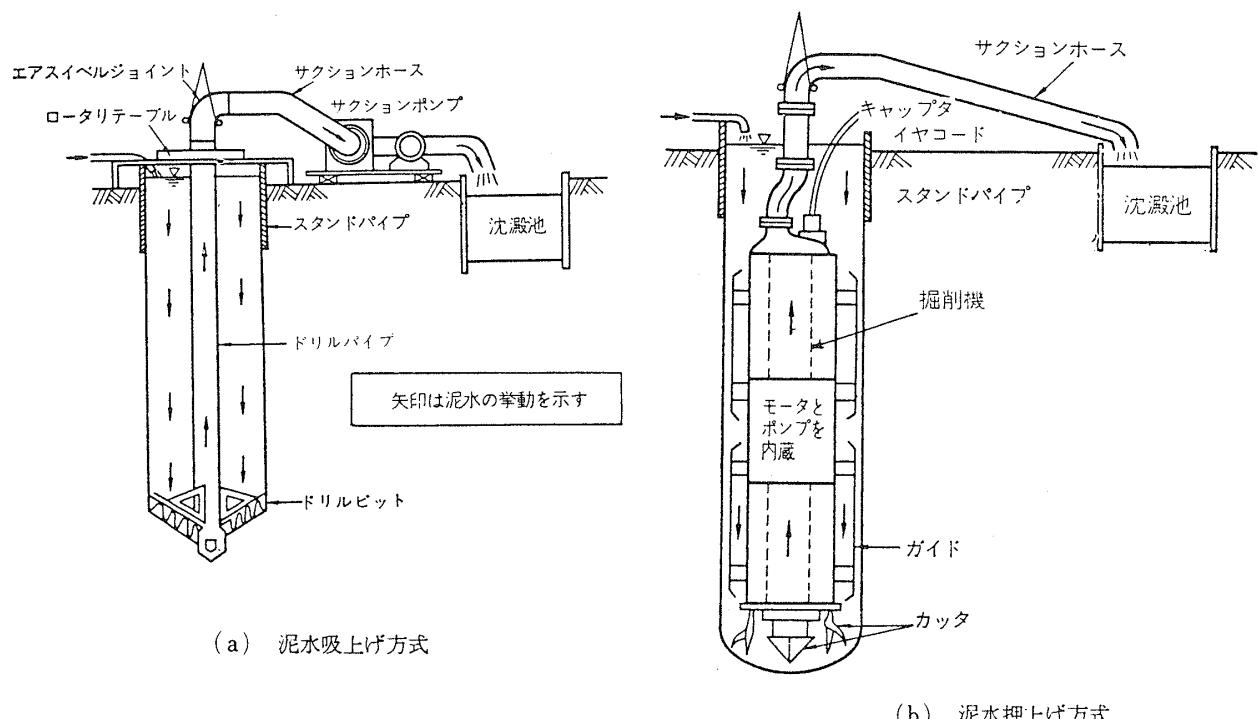


図-5.26 掘削機構と泥水の排出方法¹⁶⁵⁾

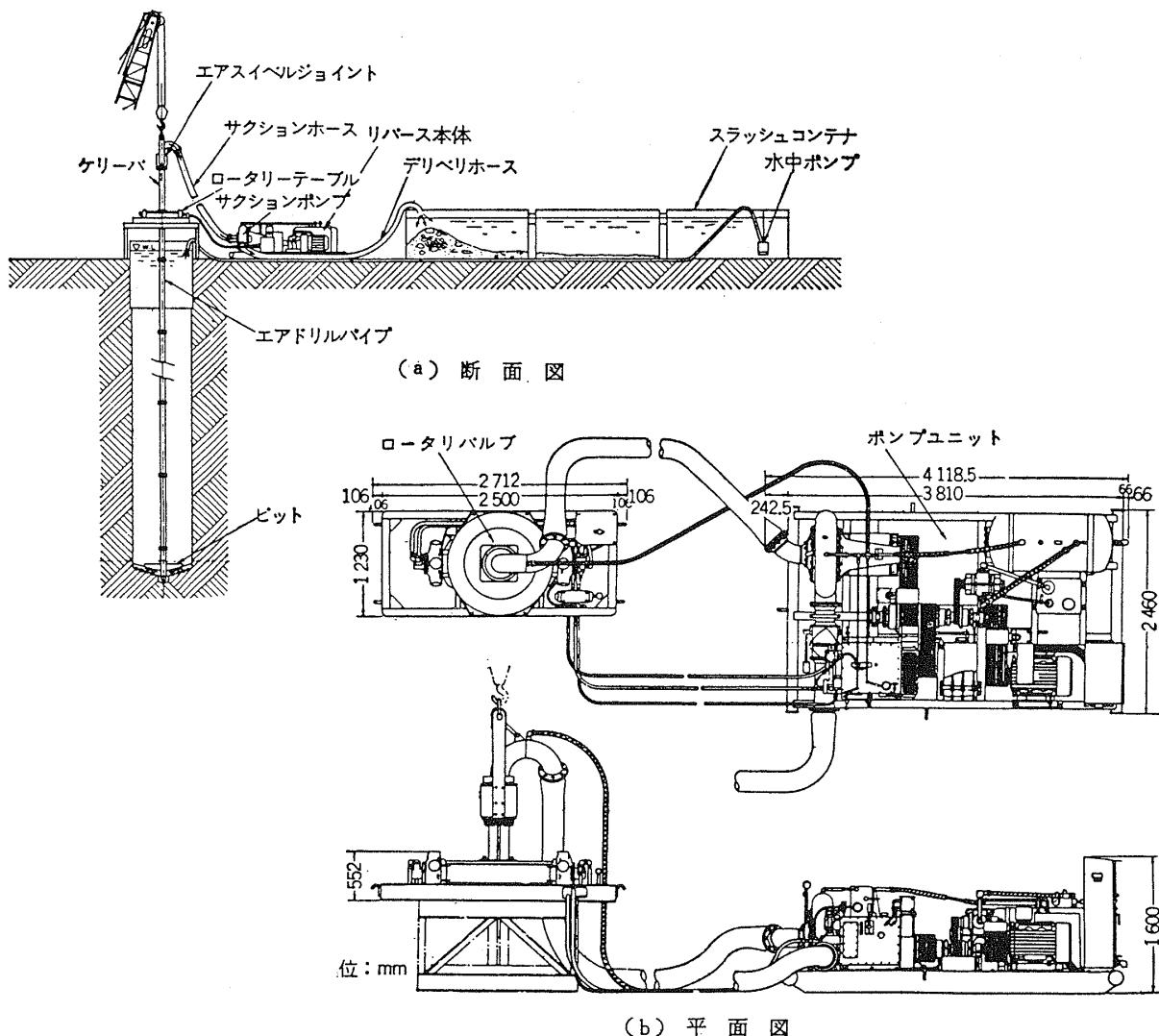
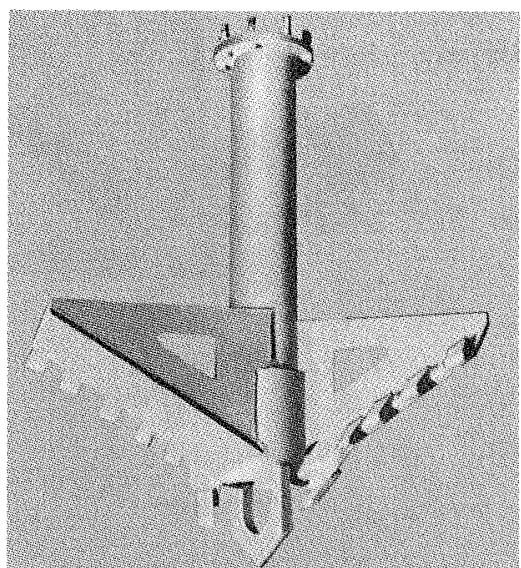


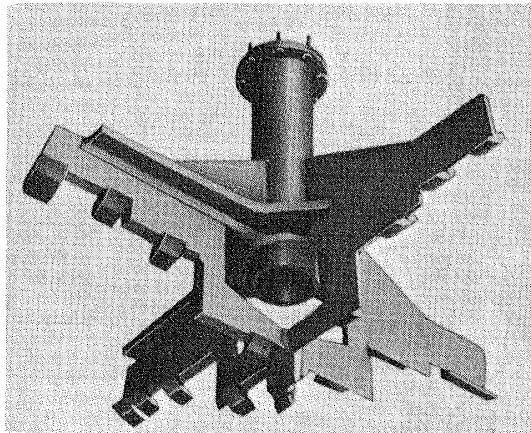
図- 5.27 日立 S - 320 機の組立て図¹⁶⁶⁾

表- 5.11 日立 S タイプリバース掘削機仕様諸元¹⁶⁷⁾

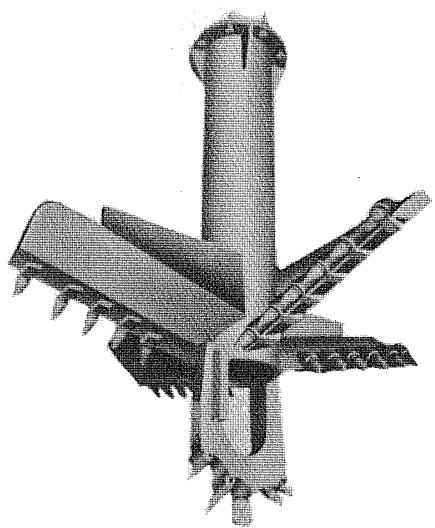
区分	機種	PS-150	S-200	S-300	S-320	S-400	S-600
能 力	掘削径 (mm) 深度 (m)	457~1500 200	457~1500 200	457~3000 300	600~3200 300	600~4000 300	1500~6000 500
原動機 PS rpm	64 1800	64 1800	55kW 4p	75kW 4p	100kW 4p	155 1600	
サクションポンプ揚程 流量	14.5m 4.0m³/min	15.0m 4.0m³/min	13m 8.0m³/min	同左	同左	12m 20m³/min	
ポンプユニット重量 (t)	14.0	≈4.0	≈5.0	≈4.7	≈5.5	≈10.9	
ローテタブル タブリル	口 径 (mm) トルク 回転数 (rpm)	300 0.98 t-m 0~42	300 0.98 t-m 0~42	800 0~3.8 t-m 0~22	800 0~4.2 t-m 0~23	800 0~6.0 t-m 0~22	1100 0~17.0 t-m 0~12
スジョ ベルト	内 径 (mm) 許容吊上荷重 (t)	150 5	150 20	200 40	200 40	200 40	300 200
ケリーバ	長さ (mm)	3650	3650	3750	3750	4000	3750
ドバイ ルブ	内 径 (mm) 長さ (mm)	150 3000	150 3000	200 3000	200 3000	200 3000	300 3000
総 重 量 (t)	14.0	≈9.0	≈12.0	≈12.0	≈15.0	≈30.0	
掘削可能土質	一般土質	同左	同左	同左	同左	同左	
技 術 提 携	西独ザルツギッゲ社	同左	同左	同左	同左	同左	
エアリフト兼用	可 能	同左	同左	同左	同左	同左	
製 造 年 月	S 29~現在	S 41~47	S 47~50	S 51~現在	S 52~現在	S 46~現在	



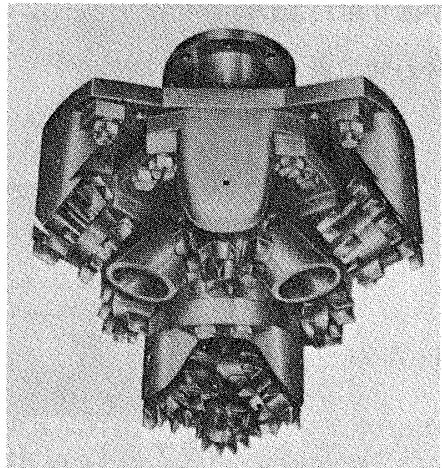
(a) 三翼ビット



(b) 四翼ビット



(c) コニカルビット



(d) ローラビット

図-5.28 ドリルビット¹⁶⁸⁾

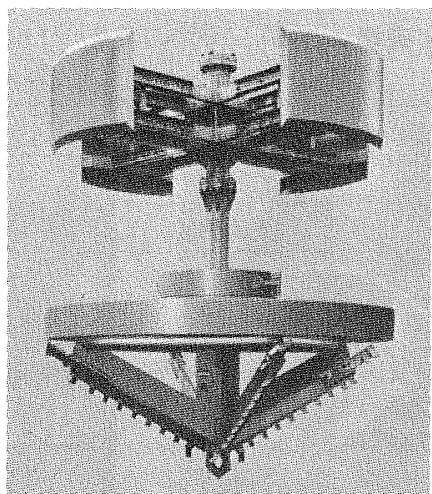


図-5.29 スタビライザと三翼ビットの組合せ¹⁶⁹⁾

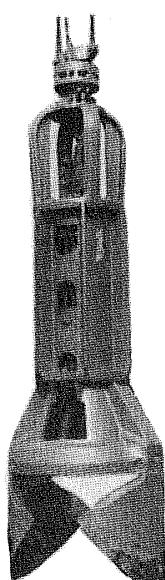


図-5.30 ハンマーグラブ¹⁷⁰⁾

地表付近の孔壁の崩壊防止用のスタンドパイプの建込みおよび引抜きには、一般にバイブロハンマーが使用されるが、近隣、その他の都合でより低騒音、低振動工法が要求されるときは、パワージャッキが用いられる。

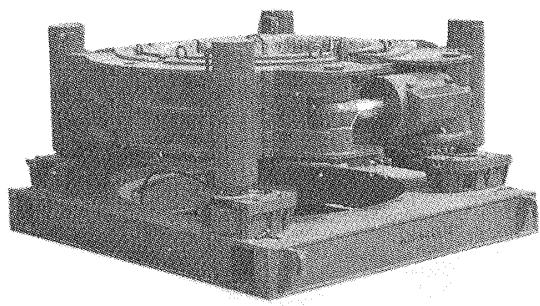


図- 5.31 パワージャッキ¹⁷¹⁾

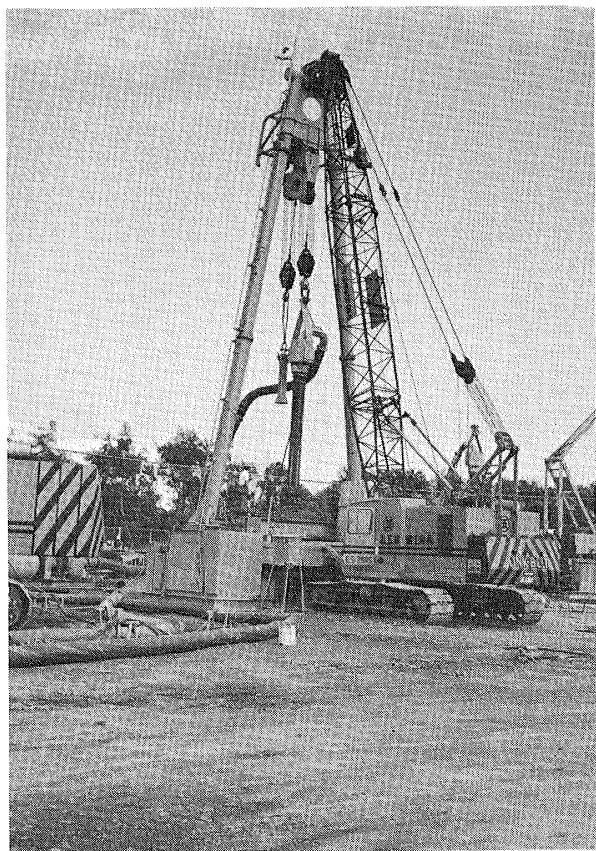


図- 5.32 リバース工法の施工状況

表- 5.12 パワージャッキの標準仕様¹⁷²⁾

明細 型式	HC200T型	HC280T型	HC360T<W>型	HC480T型	HC600TW型
圧入力	40t(要反力)	80t(要反力)	100t(要反力)	100t(要反力)	100t(要反力)
引抜力	200t(250kg/cm²)	280t(250kg/cm²)	360t(250kg/cm²)	480t(250kg/cm²)	594t(250kg/cm²)
主シリンダーストローク	500mm	←	←	←	←
〃1ストローク所要時間	50 sec	43 sec	46 sec	49 sec	54 sec
締付シリンダーストローク	160mm	230mm	←	250mm	←
高圧ポンプ最高圧力	250kg/cm²	←	←	←	←
高圧時最大吐出量	13.7ℓ/min(60Hz)	44ℓ/min(60Hz)	←	68ℓ/min(60Hz)	←
低圧ポンプ最高圧力	70kg/cm²	100kg/cm²	←	110kg/cm²	←
低圧時最大吐出量	70ℓ/min(60Hz)	110ℓ/min(60Hz)	149ℓ/min(60Hz)	173ℓ/min(60Hz)	200ℓ/min(60Hz)
電動機	11kW 6P	22kW 6P両軸	30kW 6P両軸	37kW 6P両軸	45kW 6P両軸
操作弁形式	5連マルチバルブ	←	5連<6連> マルチバルブ	6連マルチバルブ	←
使用油	ターピン油M.32	←	←	←	←
貯油量	250ℓ	350ℓ	←	450ℓ	←

c) リバース工法の特徴

長 所

- ① 低騒音・低振動で施工できる。（コンプレッサー、スタンドパイプ建込み時のバイブロ音：30m地点で75～80 dB, 振動：30m地点で75 dB）
- ② 大口径（約3m）で深い（約70m）杭の施工が可能。
- ③ 水上施工が可能。
- ④ 逆循環泥水掘削のため、砂質土が多い地盤でも孔壁を崩壊させずに施工可能。
- ⑤ 中間硬質層の掘り抜きが可能。
- ⑥ 機種によっては岩盤も掘削可能。
- ⑦ ロータリーテーブルとポンプユニットを分離して作業できるため、狭い場所での施工、水上施工など適用範囲が広い。
- ⑧ 掘削と排土が同時にに行なわれる所以、連続掘削となり、深い掘削の場合（25～30m以上）他の工法より効率が良い。

短 所

- ① 著しい被圧水があると水頭差が確保できない。また、伏流水があると孔壁の安定が保てない。
- ② ドリルパイプ内径より大きい玉石（15～20cm）や木片があると、これが詰まり掘削不可能。それらをオレンジピールバケットでつかみ出す必要があるが、段取り換えのため施工能率が急激に落ちる。
- ③ 地質によっては杭径が大きく仕上り、10～20%コンクリート量が増加する。
- ④ 泥水還流設備として貯水槽を設ける必要がある。また、大量の水と土砂を扱うので現場を汚すことが多い。
- ⑤ 施工管理に不手際があると次のような事態を生じる。
 - 泥水管理（水頭の保持、比重低下）不良による孔壁崩壊。
 - コンクリートの管理および打設管理による品質の低下。
 - 孔底処理不良による支持力の低下。
 - 掘削の不注意による垂直度不良（孔曲り）。

（4）アース・ドリル工法

a) 工法の概要

本工法は、アースドリル機のケリーバーの先に円筒形の掘削バケットを取り付け、ケリーバー・バケットを回転させることにより掘削する工法である。掘削土砂がバケットの中に一杯になったら、その都度ケリーバーとともにバケットを地上に引き上げて排土する。これを繰り返して掘削する。

孔壁の崩壊防止は、長さ3～5m位の表層ケーシング（スタンドパイプ）およびベントナイトにCMCや分散剤等を添加した安定液による。

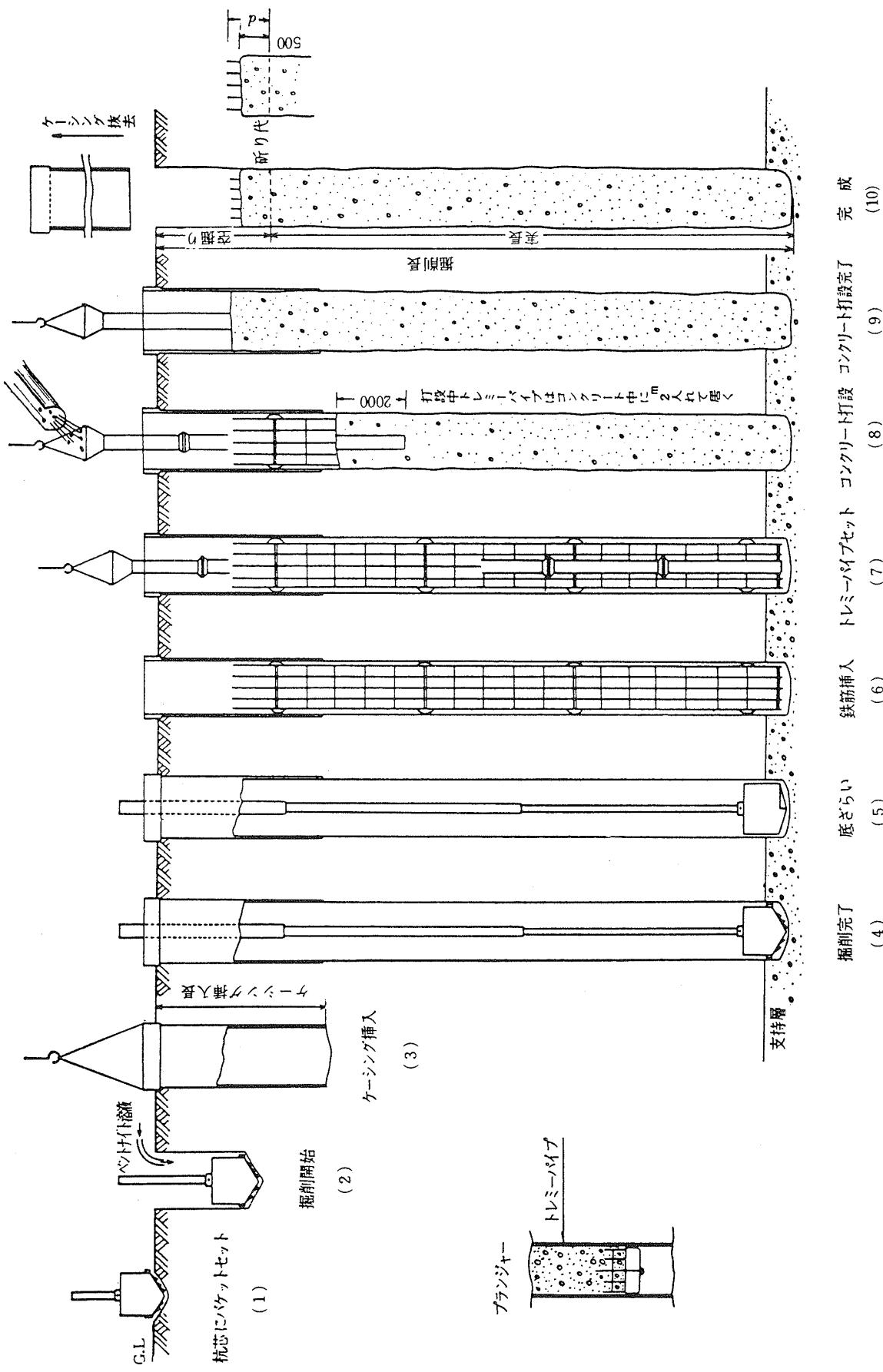
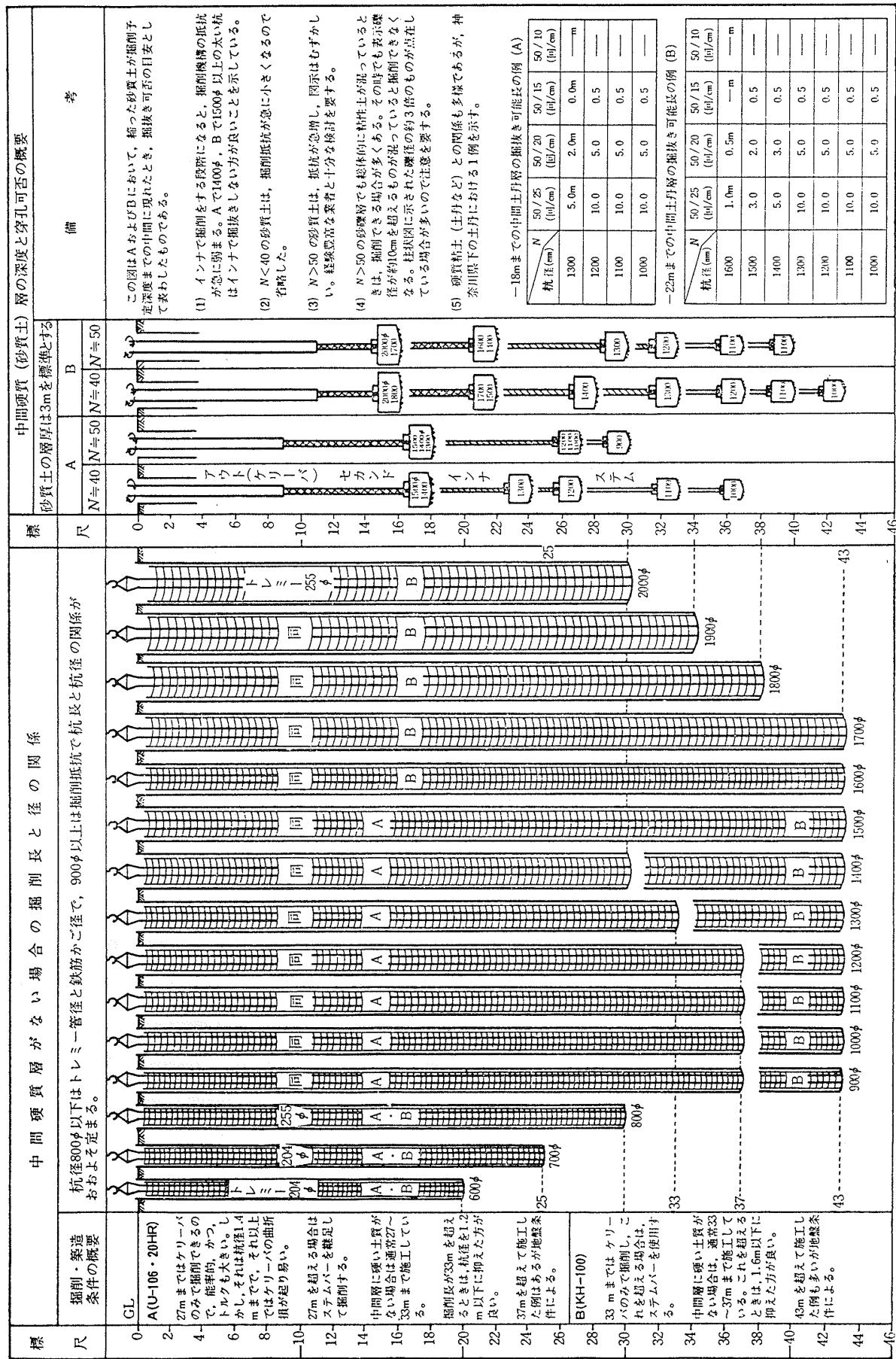


図-5.33 アースドリル工法施工順序 (13)

表-5.13 アースドリル掘削機と地盤の関係 ($A = U-106A \cdot 20HR$, $B = KH-100$)¹⁷⁴⁾



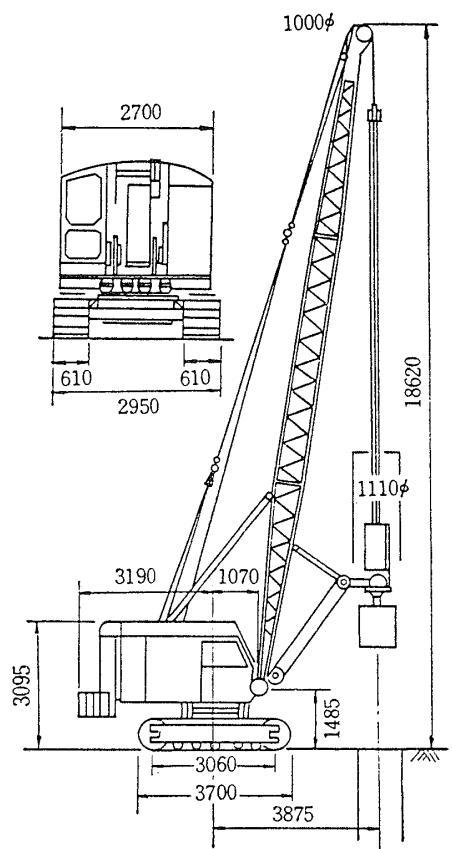


図-5.34 日立U-106 EDアースドリル¹⁷⁵⁾
寸法図

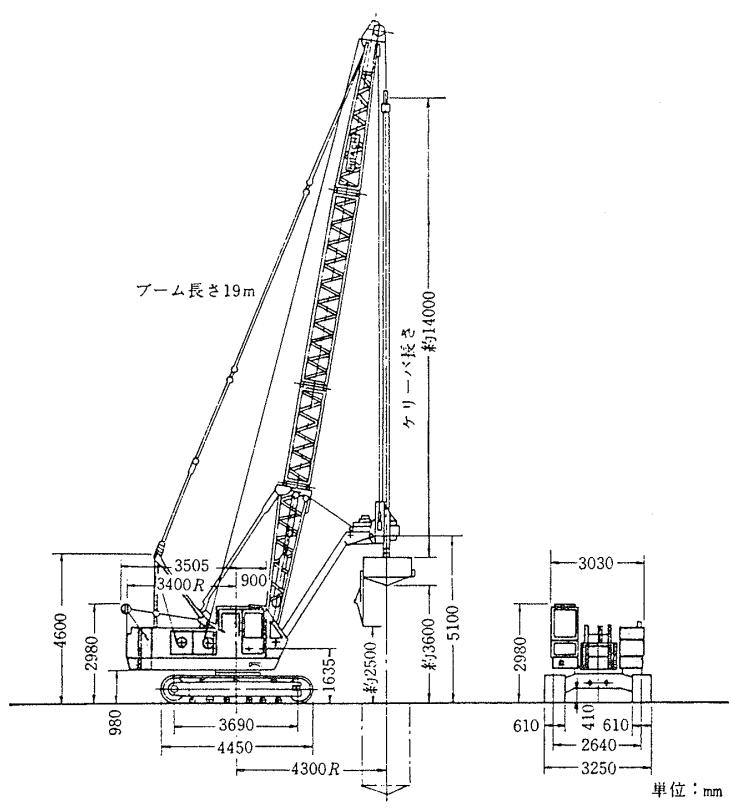


図-5.35 KH-100 アースドリル機寸法図¹⁷⁶⁾

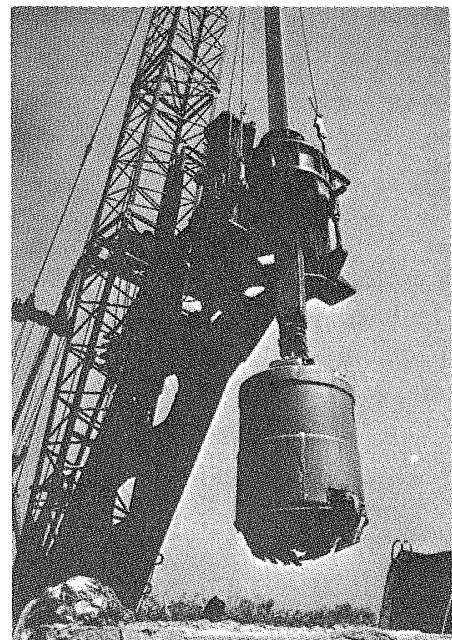
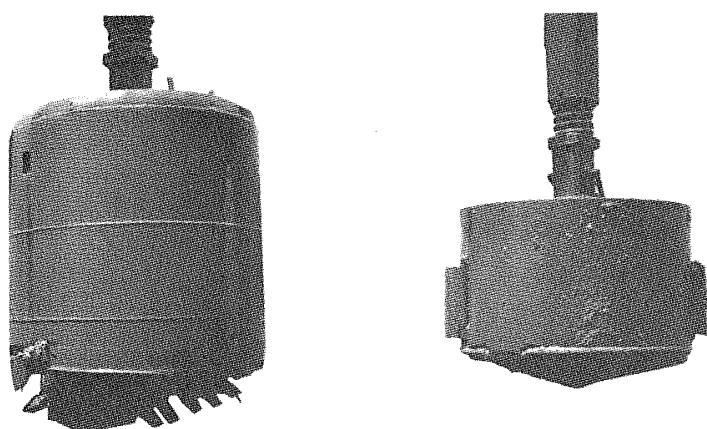


図-5.36 バケット¹⁷⁷⁾

アースドリル工法は、場所打ち杭の中では最も一般的な工法と言っても良い施工実績が多い。しかし、橋梁の基礎工としてはほとんど用いられていない。これは、周辺の乱れや泥水膜の影響を考慮して設計径は公称径より 10 cm 少な目にとらなければならないことや、孔壁の安定に対して信頼性に乏しいことなどの理由による。

従来の機種では、掘削径 1.5 m、深さ 27 ~ 28 m (ステムなし) までが限度であったが、最近は大型の油圧式のものが製造されており、土質にもよるが深度 40 m 以上、直径 600 ~ 2,000 mm 位までの杭が施工でき、実績もある。

b) アース・ドリル工法の特徴

長 所

- ① 機動性に富み、移動、据付けが簡単である。
- ② 小孔径から大口径へ簡単に変更できる。
- ③ くい長の変更が容易である。
- ④ バケットによる掘削で、1サイクルの掘削量が大きいため掘進速度が速い。
- ⑤ 回転式工法であるため、ベノト工法に比べ振動、騒音が少ない。
- ⑥ アースドリル機は他の大型掘削機に比べ価格が安く、しかもケーシングを用いないため機械器具損料が安い。

短 所

- ① 玉石 (15 cm 以上)、障害物があると掘削不可能。
- ② 安定液で孔壁の崩壊を防止しているが、安定液管理が適切でないと細砂層、砂レキ層の場合崩壊の危険性がある。
- ③ 掘削が長くなるとケリーバーによるバケットの回転に無理がかかり掘削深さに制限がある。
- ④ 掘削長がケリーバーの長さ (機種により 27 ~ 38 m) 以上になると、ケリーバーの先にステムを取付け掘削することができるが、排土のたびにステムを取りはずし、取付けせねばならず、掘削能率が著しく低下する。
- ⑤ 中間層が硬い (N=50) と掘削困難。
- ⑥ 安定液の廃液は、産業廃棄物の処理にかなった取扱いが必要。

5.2.5 深礎杭工法

(1) 工法の概要

深礎杭は、場所打ちコンクリート杭の一種である。オールケーシング工法、リバース工法、アースドリル工法が機械掘削による場所打ち杭と呼ばれているのに対し、深礎杭は人力掘削による場所打ち杭と呼ばれている。

深礎工法は日本独特の柱礎工法であり、昭和初期に木田建業により特許工法として開発された。当初は主

として建築関係の基礎に採用されてきたが、最近は山岳部の急傾斜地で大型の施工機械の搬入が困難な場所に施工される橋梁の基礎工法としても採用されてきた。四国では、一般国道 197 号三崎地方の山岳橋梁の基礎として沢山採用されている。

深礎杭の施工は一般に下記の要領で行なわれる。¹⁷⁸⁾

- ① 作業員が孔内に入り、孔壁を鋼材の山留材（ライナープレート、生子板等）で支えながらスコップ、ピックハンマーを用いて人力で掘削を進める。
- ② 掘削土砂は、深礎上にあらかじめ組んだやぐらに取付けられた小型バケットを、3～5馬力のウインチで巻取ることにより孔外に搬出する。
- ③ 湧水がある時は、釜場を設け 5～10馬力の高揚程ポンプにより排水する。
- ④ 所定の支持層に到達した後、鉄筋建込み、トレミー管等でコンクリートを打設する。山留材は施工上の安全性の面から一般に埋殺しにする。

深礎杭の施工可能な径は、人が掘削孔内に入って作業を行う関係上、最小 1.5 m 以上必要である。杭径 2 m 以下は、作業員 1 人しか入れないため、作業性が悪く、2 人入れる 2.5 m 径が最近多用されている。

最大径は、山留材により異なり、ライナープレートなどを用いる場合の最大は、6.0 m の事例もあるが、一般的には、4.5 m 程度である。

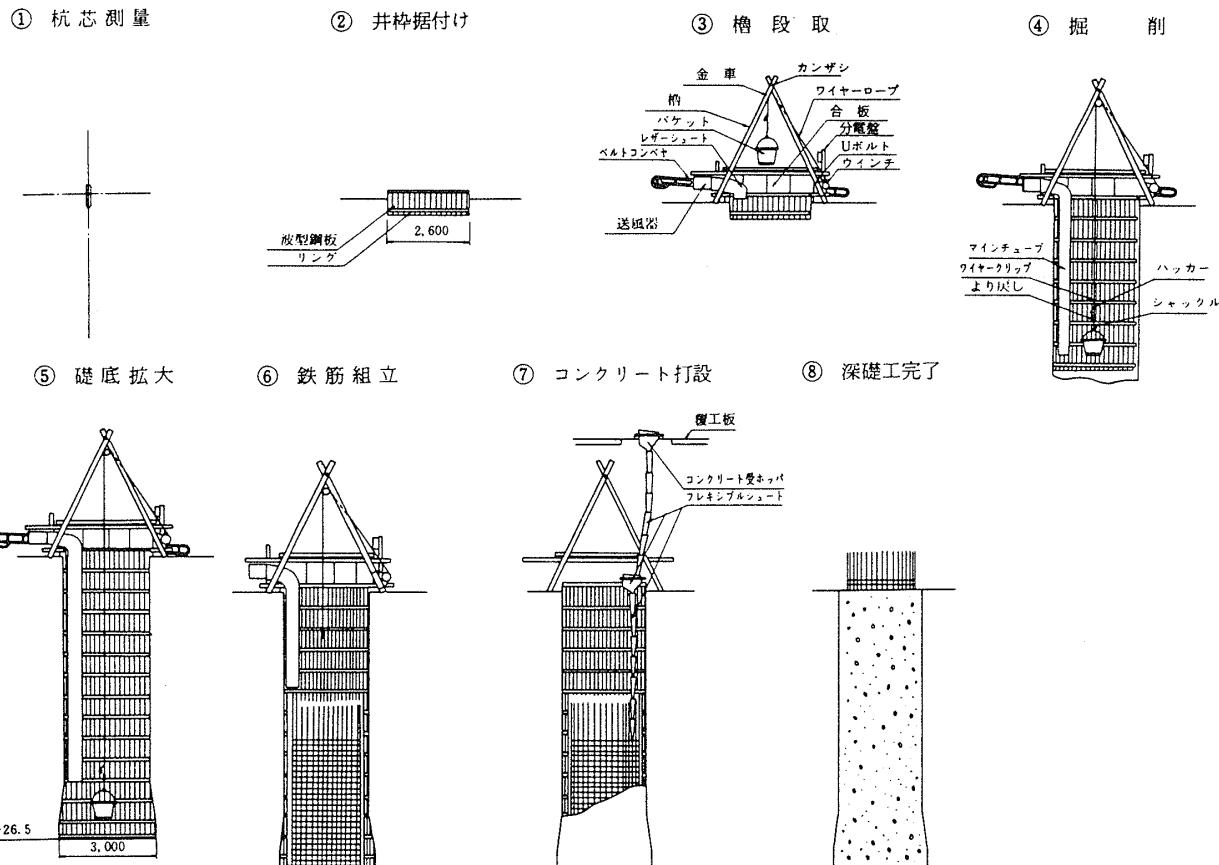
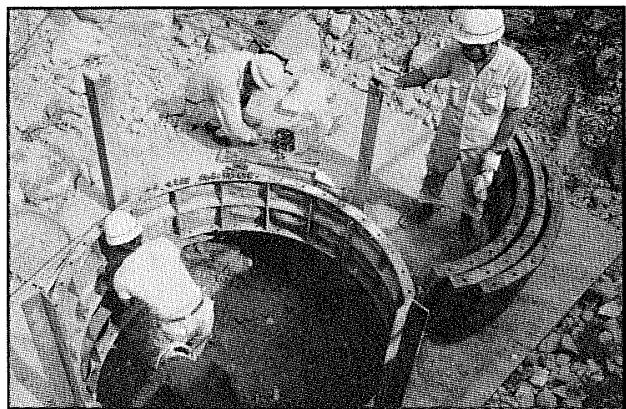
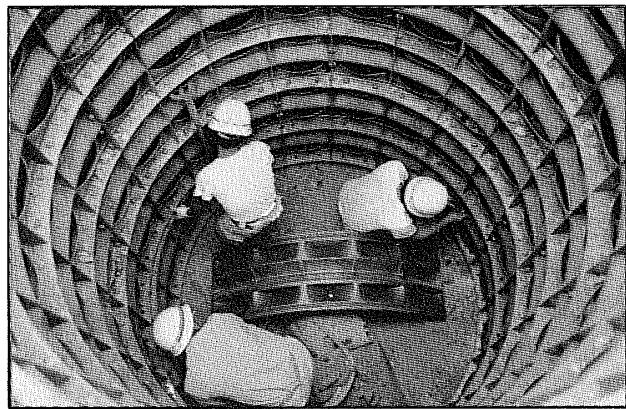


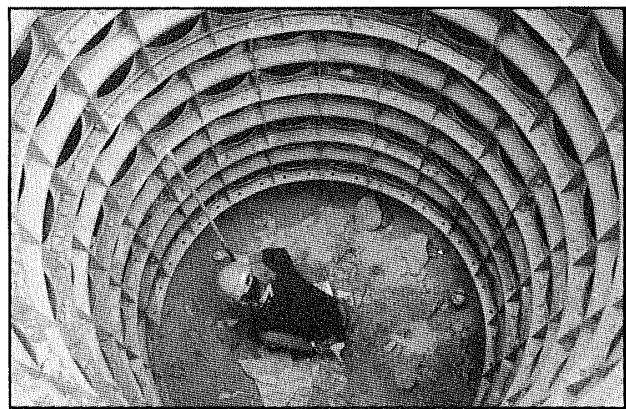
図-5.37 深礎工施工順序¹⁸⁰⁾



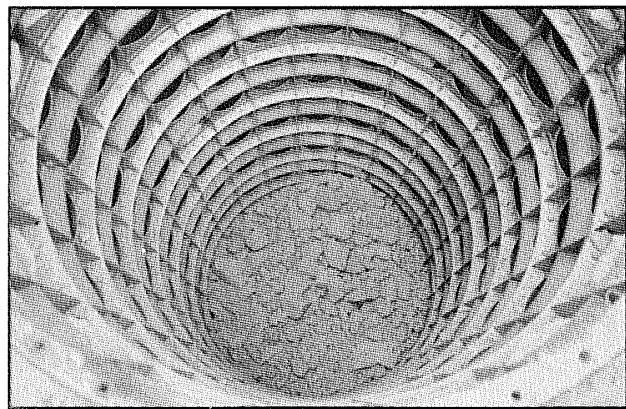
1. ライナープレート取付初期



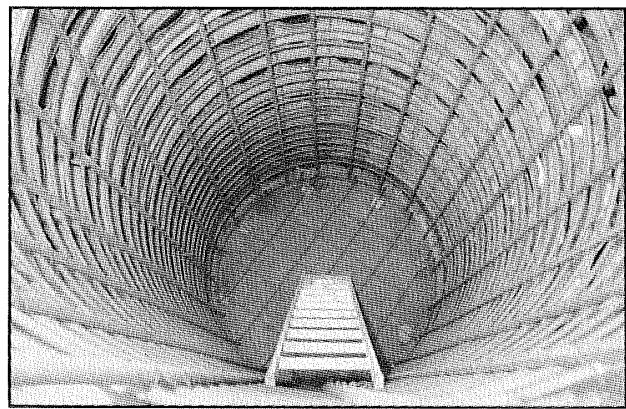
2. ライナープレート取付状況



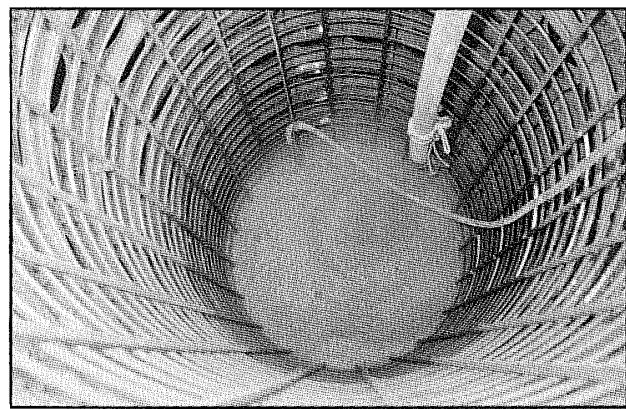
3. ダイナマイトセット状況



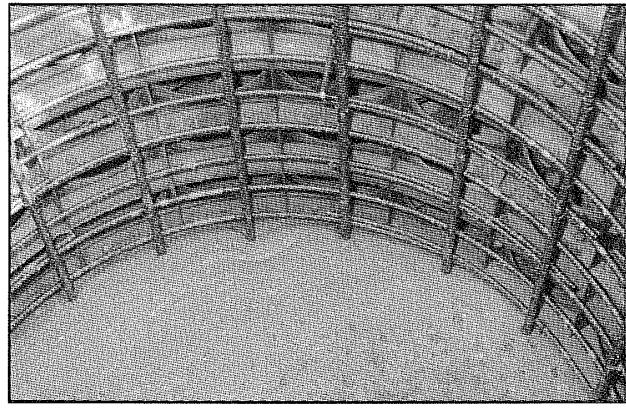
4. ダイナマイト使用後の状態



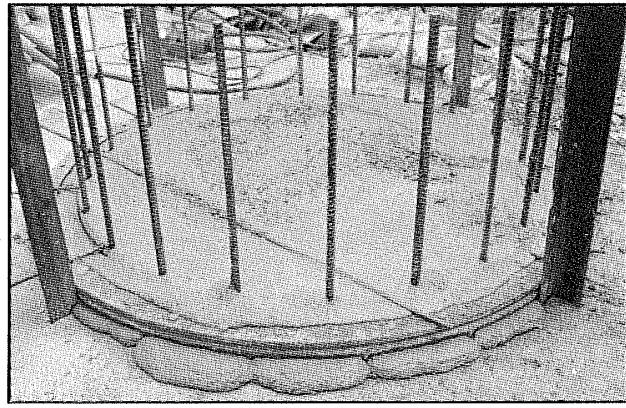
5. ライナープレート組立完了



6. コンクリート打設状況①



7. コンクリート打設状況②



8. コンクリート打設終了

図- 5.38 深礎杭の施工状況¹⁸¹⁾

径があまりに大きくなりすぎると、山留材が変形するような土圧が作用する場合があり、安全性について特に慎重な検討が必要となる。

最近、吹付けコンクリートとロックboltによる山留工を用いた大口径の深基礎基礎が施工されており、この工法によれば、直径 17 mとか 20 mという事例もある。

また、施工深さは、施工性・安全性から杭径の 8～10 倍、30 mが限度とされていた。しかし、最近、シンガポールにおいて、直径 6.0 m及び 5.0 mで深さ 100 mの施工例が報告されており、施工深さの面でも長大化しつつある。¹⁷⁹⁾

(2) 挖削機械

従来、深基礎杭の掘削はもっぱら人力に頼っていたが、最近になって、油圧式クラムシェルを利用したり、電動式超小型バックホウを孔内に入れて掘削する工法、深基礎専用掘削機等の機械化が種々試みられている。

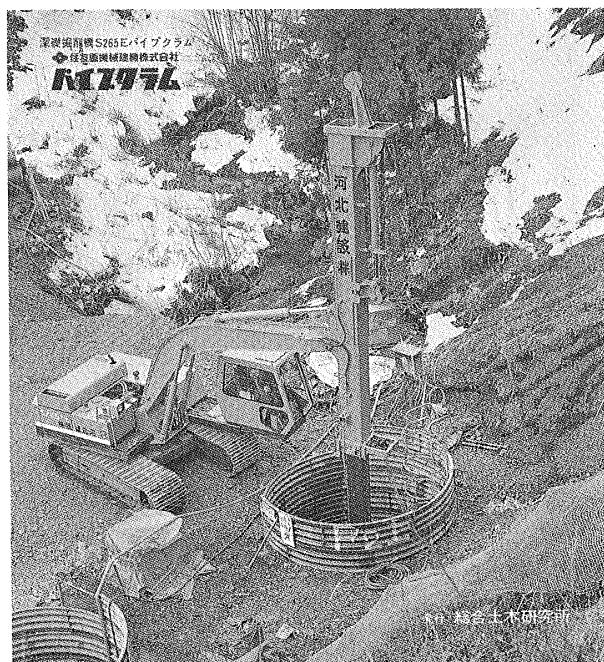


図- 5.39 深基礎専用掘削機¹⁸²⁾

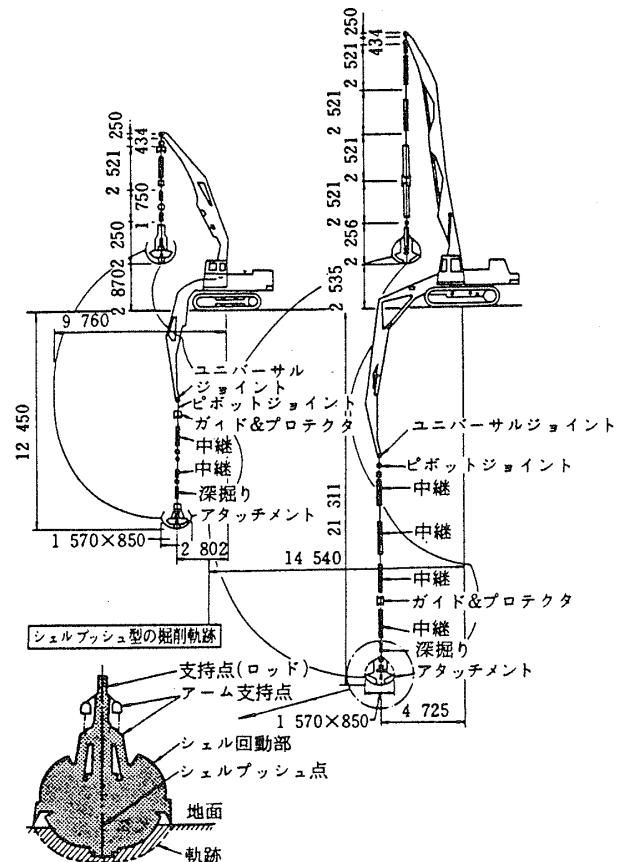


図- 5.40 油圧式クラムシェル¹⁸³⁾

(3) 深礎工法の特徴

長 所

- ① 基礎地盤を直接目で確認できる。
- ② 支持層の相違によって杭長の変更が自由にできる。
- ③ 平板載荷試験などにより、地耐力を確認することができる。
- ④ 傾斜地、狭い場所、または地上に余裕のない場所でも施工可能。
- ⑤ 埋設物、転石などがあっても確実に掘削できる。
- ⑥ 無振動、無騒音で簡単な器材で施工できる。
- ⑦ コンクリートの打設にスライムの心配がない。

短 所

- ① 縦孔内での作業であるので、掘削残土、器材の搬入時に孔内作業員に対する危険が伴う。
- ② 偏土圧を受ける軟弱層、大量の湧水層に遭遇した場合の処理が問題である。
- ③ 余掘りが大きいと、地層の移動が起り危険を招く。
- ④ 近接した深礎杭の同時施工は危険である。
- ⑤ 鉄筋の組立ては坑内で行うため溶接ができない。
- ⑥ 人力掘削であるため施工速度が遅い。又、労働者を多人数要す。
- ⑦ 酸欠空気、有毒ガスの発生については十分注意を要する。

5.2.6 多柱式基礎

(1) 概 説

多柱基礎は、杭等の複数の基礎部材を地上あるいは水面上まで柱として立ち上げ、その頭部を頂版で連結させた基礎形式であり、広義の杭基礎である。

現在までの施工例をみると、琵琶湖大橋、福島大橋、青柳大橋、大島大橋、大鳴門橋がある。

(2) 施工上の特徴

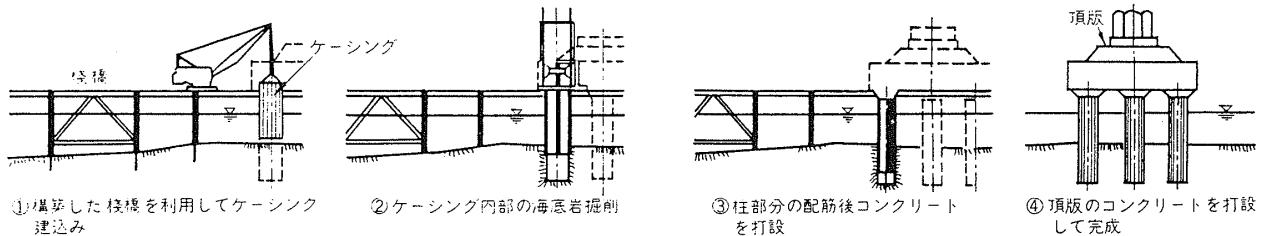
- ① 施工は作業足場や作業船からでき、締切りや築島が不要であるため、河川や海峡など水深が深い場所、流速が大きい場所でも施工可能。
- ② ロータリー式大口径岩盤掘削機等を使用することにより、不陸、傾斜のある岩盤への施工も可能。
- ③ 柱状構造であるので、流れ方向の投影面積が小さく、流水抵抗や後流域への影響が少ない。
- ④ 流木のある河川では、流木がひっかかり河積阻害の原因となるので不適。

(3) 設計上の特徴

- ① 支持岩盤の傾斜に応じて柱の長さをえることができるので合理的な設計が可能。
- ② 刚体基礎に比べて振り剛性が小さい。柱の長さが異なる場合、荷重が偏心して作用する場合などは、

振りの影響を考えた立体解析が必要である。

- ③ 重心が高く(トップヘビー)フレキシブル構造であるため地震時の振動減衰が少ない。
- ④ 一般に柱の剛性を高めるため、柱に鋼管杭を用いて、無筋あるいは鉄筋コンクリートの中詰めが施工される。
- ⑤ 通常、基礎の剛性を高めるため杭を密に打つが、この場合は、群杭効果による k_H の低減を考慮する。



5.2.7 鋼管矢板式基礎

(1) 概 説

钢管矢板式基礎は、钢管矢板を現場で円形、小判形、長方形などの閉鎖状に組み合わせて打込み、継手管内をモルタルで充填し、その頭部に頂版を設けて所定の水平抵抗力、鉛直支持力が得られるようにした基礎である。

本基礎は、杭の施工でケーソンに近い剛性のある基礎とすることできることから経済性、施工の省力化、迅速化などが注目され、わが国では昭和41年に川崎製鉄、水島製鉄所の溶鉱炉の基礎として施工されて以来、溶鉱炉、橋梁、岸壁等の基礎に数多く採用されている。

構造型式から分類すると、図-5.42の井筒型、脚付き型に分けられる。井筒型は支持層まで同一長さの矢板を打ち込んだ構造で、脚付き型は矢板本数の約半分を支持層まで到達させ、残りを比較的良好な中間支持層で止める構造である。

施工方法による分類としては、図-5.43に示す3つのタイプがある。

a)の立上がり方式は矢板井筒を水面上に立ち上げて使用する方法で、施工場所が流水断面や航路幅に制限を受けない河川や港湾地域などに限られる。施工例は、新田橋、千本松橋、潮風橋等がある。

b)の締切り方式は流水断面や航路幅等の制限を受け、基礎本体を水底面下に設置する場合、鋼矢板等を使

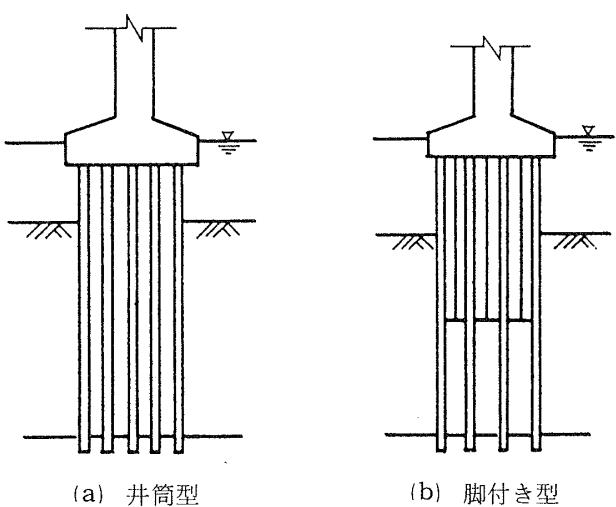


図-5.42 矢板式基礎の構造¹⁸⁵⁾

用して二重締切り工を行い、作業空間を水中に確保して井筒を構築する方法である。鋼矢板による締切り工は施工上危険を伴う点や、占有面積が大きい等の問題がある。施工例は、石狩河口橋、小見川橋等がある。

c)の仮締切り兼用方式は剛性の高い矢板井筒本体を水面上に立ち上げ、継手部に止水材を充填し仮締切り壁とし、井筒内部をドライアップして、フーチングおよび橋脚を構築した後、フーチング天端から上部の鋼管矢板仮締切り壁を切断、撤去する方法である。この方法によれば、井筒本体と仮締切り工が同時に施工できるため工期が短くてすみ、占有面積が小さく、また既設構造物に隣接して施工可能であることなどの特長を有している。施工例としては、港大橋、水島大橋、末広大橋、石狩大橋、新江別橋、六甲アイランド連絡橋、衣浦大橋、新水郷大橋、大和川橋等多くの例がある。

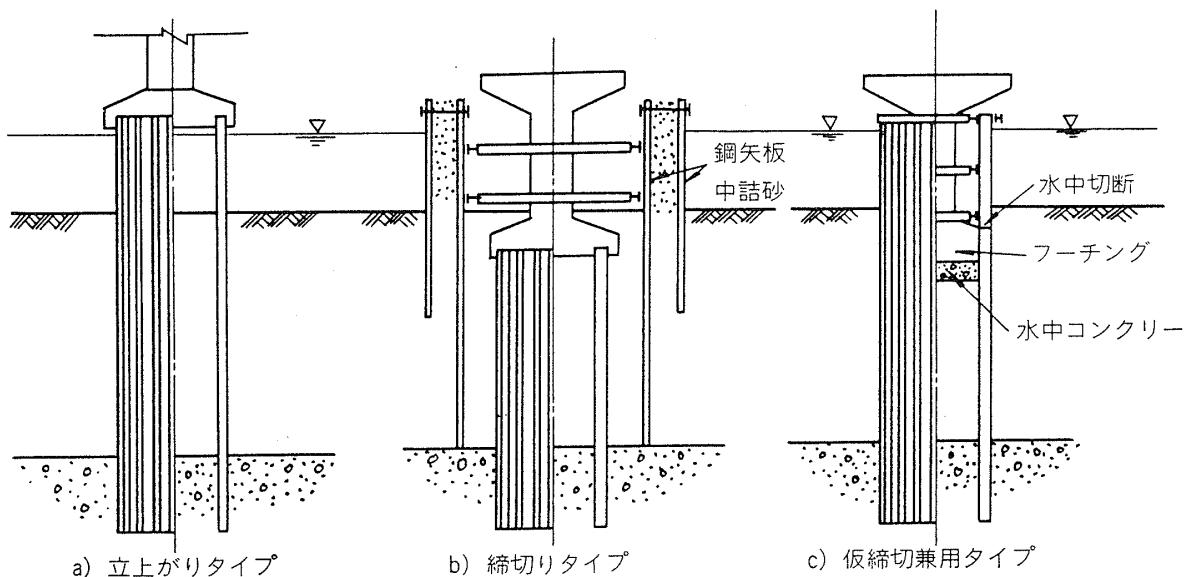


図-5.43 矢板式基礎の施工法による分類¹⁸⁶⁾

(2) 施工順序

最も一般的な仮締切り兼用方式の施工法を説明する。¹⁸⁷⁾

- ① 矢板を所定の位置に建て込み、打ち込む。精度よく建て込むために、定規(ガイドリング)を用いたり、回転防止治具を用いてまず1本ずつバイプロハンマで建て込み閉合させる。閉合が完了した後、現場継ぎし、普通の杭同様ディーゼルハンマにより所定深さまで打ち込む。建込み、打込み作業には、ステージングしたり、杭打船、SEP(自己昇降足場)等を用いたりする。
- ② 打込み完了後、継手内の土砂を排土しフーチングより下方にモルタル充填し、仮締切り部の継手に止水材を注入する。止水材の流出を防ぐため袋を使用する。次に、所定深さまでクラムシェル等により内部掘削し、底部にプレパックドコンクリートを打設する。これは下面からの湧水を防ぎ、外圧に対しては支保工として重要な役割を持つ。浮揚水圧(アップリフト)に対しては水抜き管を設置する。
- ③ プレパックドコンクリート硬化後、仮締切り内部のドライアップをしながら支保工を設置していく。

支保工材にはH形鋼が使用されるが、鋼管との接触部で応力集中が起こらないように、支保工と鋼管の間にモルタルやコンクリートを充填し応力の分散を図る。

- ④ 完全にドライアップした後、頂版と矢板壁を一体化するため、接合部材（リブプレート、支圧板等）を設置し、頂版の配筋組み、頂版コンクリートを打設する。次いで、ピアを構築する。
- ⑤ 仮締切り内部に注水しながら、外圧とのバランスを図り支保工を撤去する。次いで、頂版天端付近で矢板を水中切断してパイプロハンマ等で矢板を撤去して工事を完了する。

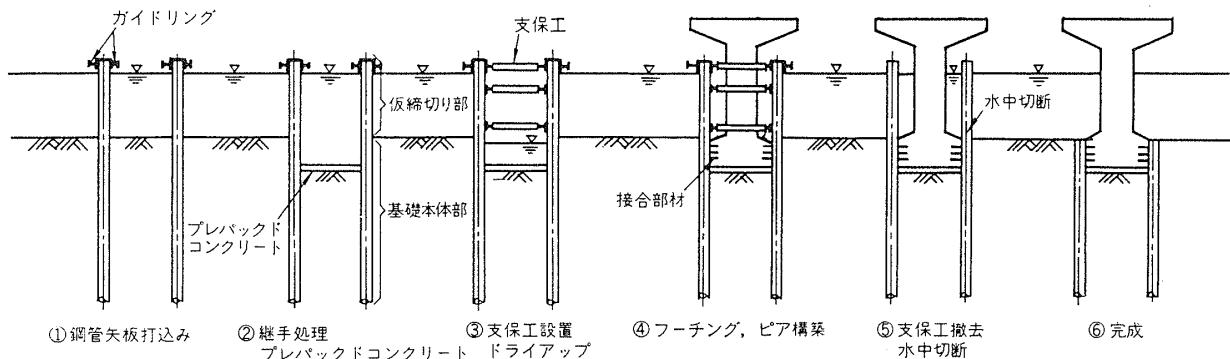


図- 5.44 仮締切り兼用方式矢板式基礎の施工順序¹⁸⁸⁾

(3) 矢板式基礎の特徴

a) 長 所

- ① 鋼管杭とほぼ同様の材料、施工機械を用いてケーソンに近い剛性のある基礎が得られる。
- ② 仮締切り兼用方式での施工が可能であり、施工中の占有面積が小さく、既設構造物、航路などに近接した施工が可能。
- ③ 仮設費が少なく、工期が短い。
- ④ ニューマチック・ケーソンでは不可能な深い根入れの施工が可能。
- ⑤ 基礎の形状、規模が荷重の大きさに応じて自由に変えられる。
- ⑥ N・F を受ける地盤に比較的強い。
- ⑦ 被圧地下水、流動地下水のある地盤でも施工可。
- ⑧ 一般にニューマチック・ケーソンよりも経済的、施工速度が速い。

b) 短 所

- ① 鋼管矢板を閉合させて打設するため高い施工精度が要求される。
- ② 打込み工法による完全支持杭が原則であるため、鋼管打設時に大きな振動、騒音を伴う。
- ③ 中間層に $N \geq 20$ の砂礫層、玉石層などがあると打抜きが困難。又、鋼管矢板や継手管を損傷する恐れがある。

- ④ 仮締切り兼用方式は、井筒内ドライアップ時に鋼管矢板に大きな水圧が作用する。施工段階ごとに鋼管矢板支保工の応力、変形量の検討が必要。また、鋼管矢板に施工中の応力が完成後も残留するのでこれを考慮した設計が必要である。
- ⑤ 鋼管打込み時に、せり合いにより残留応力が発生する。
- ⑥ 施工方法、地質条件により残留応力の大きさ、発生位置が異なる。
- ⑦ ケーソンに比べて重心が高く、しかもフレキシブルなため振動特性についても検討が必要。

5.2.8 ケーソン基礎

(1) 概 説

ケーソン工法は、ケーソン内の地盤をクラムシェルやバケットなどで掘削し沈下させるオープンケーソン（ウェル、井筒とも呼ばれる。）と、ケーソンの下部に作業室を設け、その中に圧縮空気を送り込んで地下水の浸入を防ぎつつ人力あるいは作業機械で掘削、沈下させるニューマチックケーソンとに大別される。

ケーソン基礎の特徴としては、次の点が挙げられる。

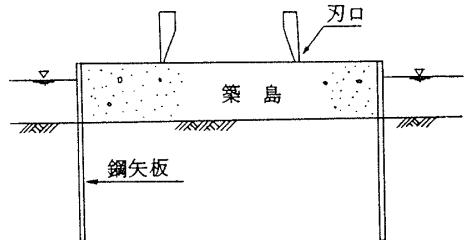
- ① ケーソン基礎は断面が大きいことから、一般に大きな設計荷重の基礎として適する。また、支持力に対して比較的信頼性が高い。
- ② 杭などの施工の困難な玉石や転石層でも施工できる。
- ③ 施工時の騒音、振動が少ない。
- ④ 支持層の確認を行うことができる。
- ⑤ 杭基礎に比べ、一般に工事費が高い。
- ⑥ 剛性が大きいので、河床低下や洗掘がある所、地盤時に流動化する恐れのある地層がある地盤などにに対しては有利である。
- ⑦ ケーソン本体を陸上で構築するので、十分な施工管理のもとで、信頼できるものを造ることができる。
一般にケーソン基礎は工事費が高いので、杭基礎等が不適当な場合にはじめて選定される。

(2) オープンケーソン工法

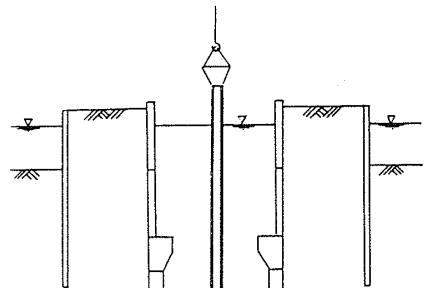
a) 施工方法

オープンケーソンの施工は、一般に次のような順序で行なわれる。

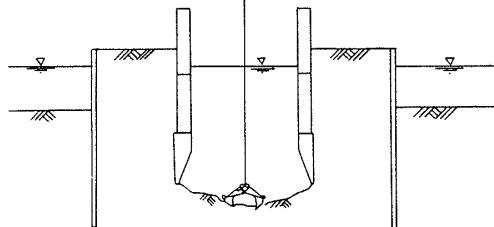
- ① 河川内に鋼矢板等を打込み、土砂を盛って築島する。築島上を整地、木材を置き、その上に工場で製作された鋼製の刃口を組立てる。鉄筋、型枠を組みケーソン1ロッド分のコンクリートを打設する。
- ② コンクリート養生硬化後型枠を撤去し、ケーソン内の地盤を大気中または水中において、クラムシェルやグラブバケットなどで掘削しケーソンを沈下させる。続いて、2ロッド目のコンクリートを打足し、掘削・沈下させる。
- ③ ケーソン自重だけで沈下が困難になると、ケーソン本体上面に載荷重として、インゴットなどを加



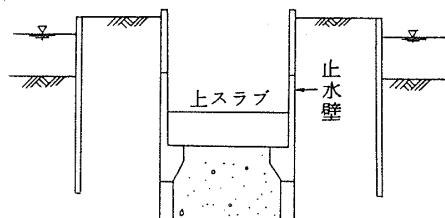
(1)



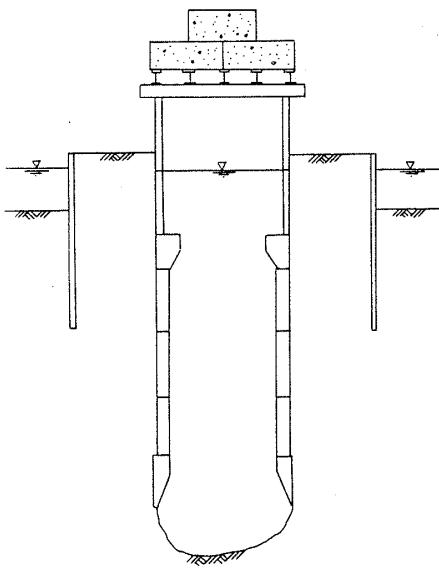
(4)



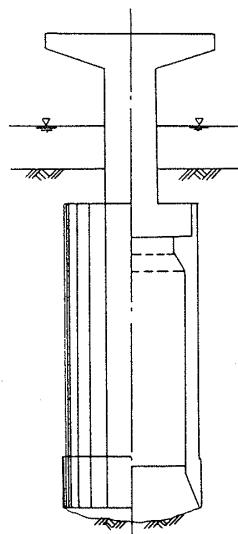
(2)



(5)



(3)



(6)

図- 5.45 オープンケーソンの施工順序

えて沈下さす。

- ④ ケーソンの掘削・沈下が完了すると、トレミー管を用いて水中コンクリートを打設し、底スラブを施工する。
- ⑤ 底スラブが硬化したら、ケーソン内部に土砂を詰め、上スラブを施工する。
- ⑥ 下部工軸体施工後、築島を撤去し、上スラブより上方の止水壁を取り壊す。

b) 特殊掘削工法

ケーソン内部の地盤の掘削には、通常クラムシェルやグラブバケットが用いられるが、図-5.46に示すようにリバース工法で施工された例もある。¹⁸⁹⁾

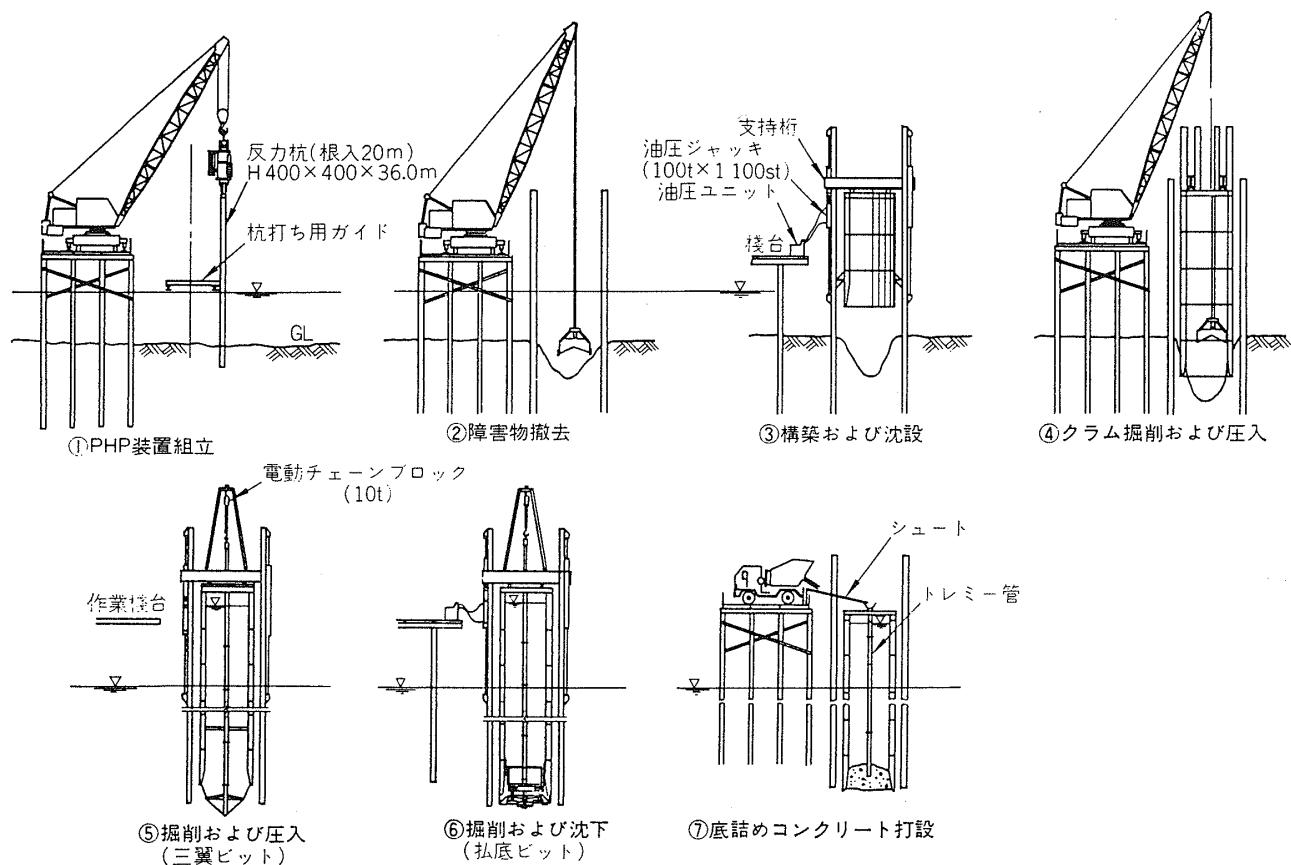


図-5.46 リバース工法によるPCウェルの施工例¹⁸⁹⁾
(伊計大橋)

c) ケーソンの沈下工法

通常ケーソンの沈下は、ケーソン自重とインゴット等の載荷重量によって沈下さすが、これらの重量より周面摩擦力が大きくなると沈下不可となる。このため、沈下対策として、ジェッティング工法、アースアンカーを用いた圧入工法等が併用されることがある。

ジェッティング工法は、あらかじめケーソン本体の外周壁に数段パイプを配置しておき、1m程度の間隔で噴射孔(Φ3mm程度)を設け、高圧空気または高压水を噴出させて周面摩擦力を減少させるものである。

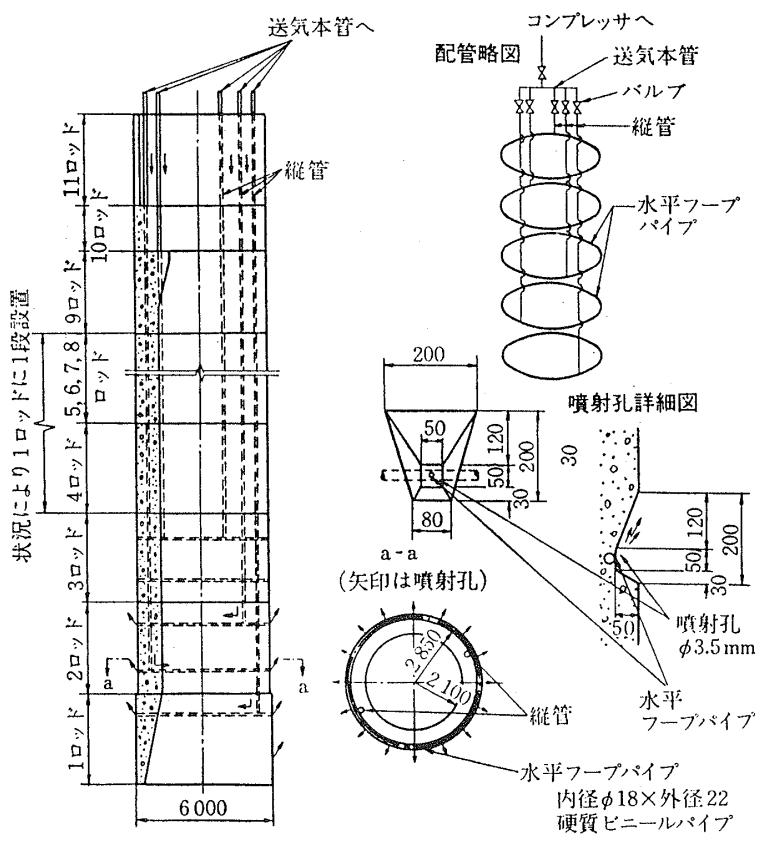


図- 5.47 ジェッティング配管の例¹⁹⁰⁾

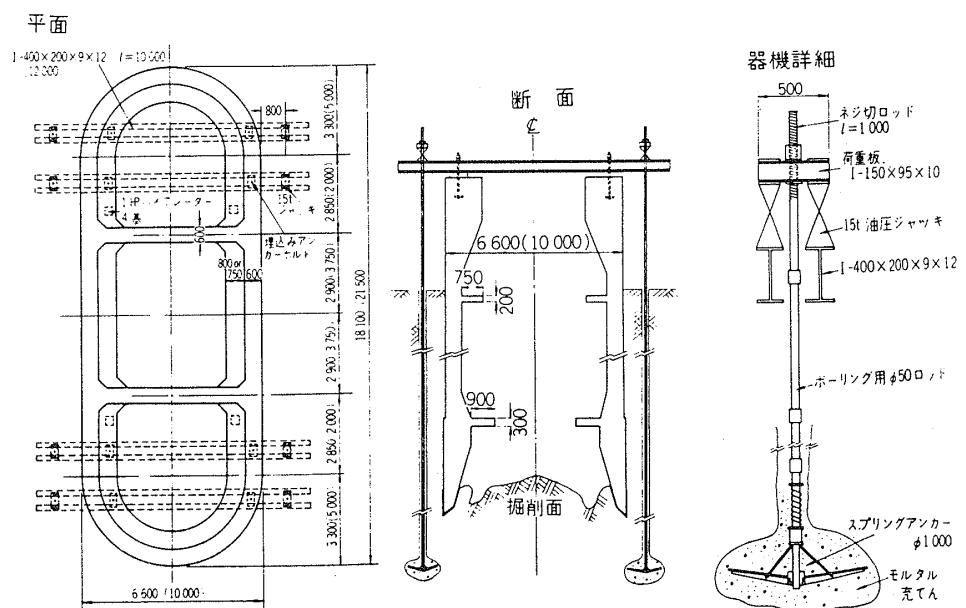


図- 5.48 MS アンカーワーク法沈下施工図¹⁹¹⁾

d) 簡易ウエル, PCウエル

支持層が浅く直接基礎が可能であるが、砂礫、転石、玉石地盤であるため締切り鋼矢板の建込みが困難

な場合、あるいは岩盤が浅く安定上必要な矢板の根入れができない場合などのとき、図-5.49に示すように締切りを目的とした簡易ウエルが用いられることがある。

最近の新しい工法としてPCウエル工法がある。この工法は、ポストテンション工法によって作られたPCの単体ブロック($\phi 2.0\text{ m}$, $l = 2.5\text{ m}$ 程度)を順次積み重ね、PC鋼棒によって緊結し、内部の土砂をハンマグラブあるいはリバース工法で掘削しながら同時に圧入し、基礎体を構築するものである。

e) オープンケーソン工法の特徴

① 掘削のための機械設備としては、三脚デリ

ッキ、またはクレーンによるバケットぐらいなので、ニューマチックケーソンに比べ一般に安くなる。

② 地盤が良好で、湧水量が少ない時は、排水して人力掘削が可能となり、作業は一層単純となる。

③ 初期の沈下の段階で傾きや移動を生じやすく、また沈下速度の調整や傾斜の修正が難しい。このため、軟弱な地盤や施工精度を要する場合にはニューマチックケーソンが優れている。

④ ケーソン寸法が大きくなり隔壁を必要とする場合には、隔壁周辺の掘削が困難となる。このため、オープンケーソンは隔壁を必要としない規模(10m以下)に用いるのが一般的である。

⑤ 周辺の地盤をゆるめるので、近接構造物がある場合はニューマチックケーソンが良い。

⑥ 支持層が岩盤であり、相当傾斜している場合には着岩が困難。また、傾斜の恐れあり。

⑦ 中間層に被圧地下水層があり、ボイリングやヒーピングの恐れのある場合は不適。

⑧ 大きな転石があると掘削が困難。

⑨ 掘削深さが40~50m以上になると周辺摩擦力が大きくなり沈下が困難となる。

(3) ニューマチックケーソン工法

a) 施工方法

ニューマチックケーソン(pneumatic caisson)による施工図を図-5.51に示す。ニューマチックケーソンは、ケーソンの下部に作業室をもっており、その中にコンプレッサーによって高圧の空気を送り込み、空気圧で地下水を排除し、作業員が中に入って掘削を行い、壁体を上部に継足しながら沈下するものである。

作業室への作業員の出入にはエアーロックを利用する。高圧の作業室から急に外に出るとケーソン病(潜函病)が発生するためここで気圧調整が行なわれる。

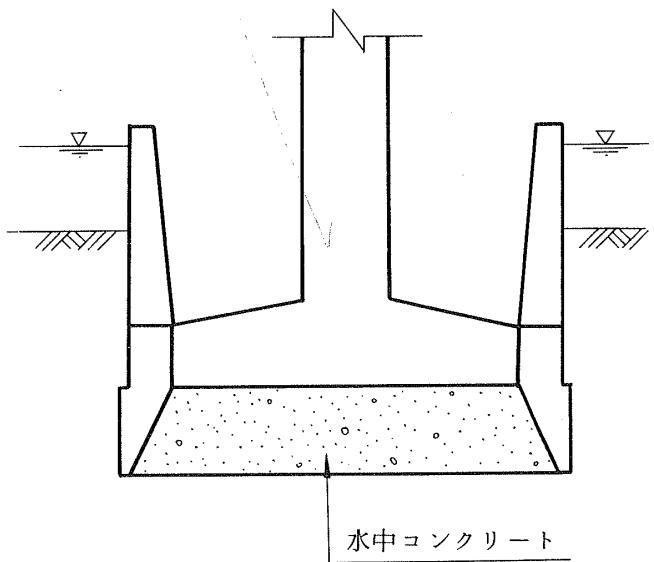


図-5.49 簡易ウエル

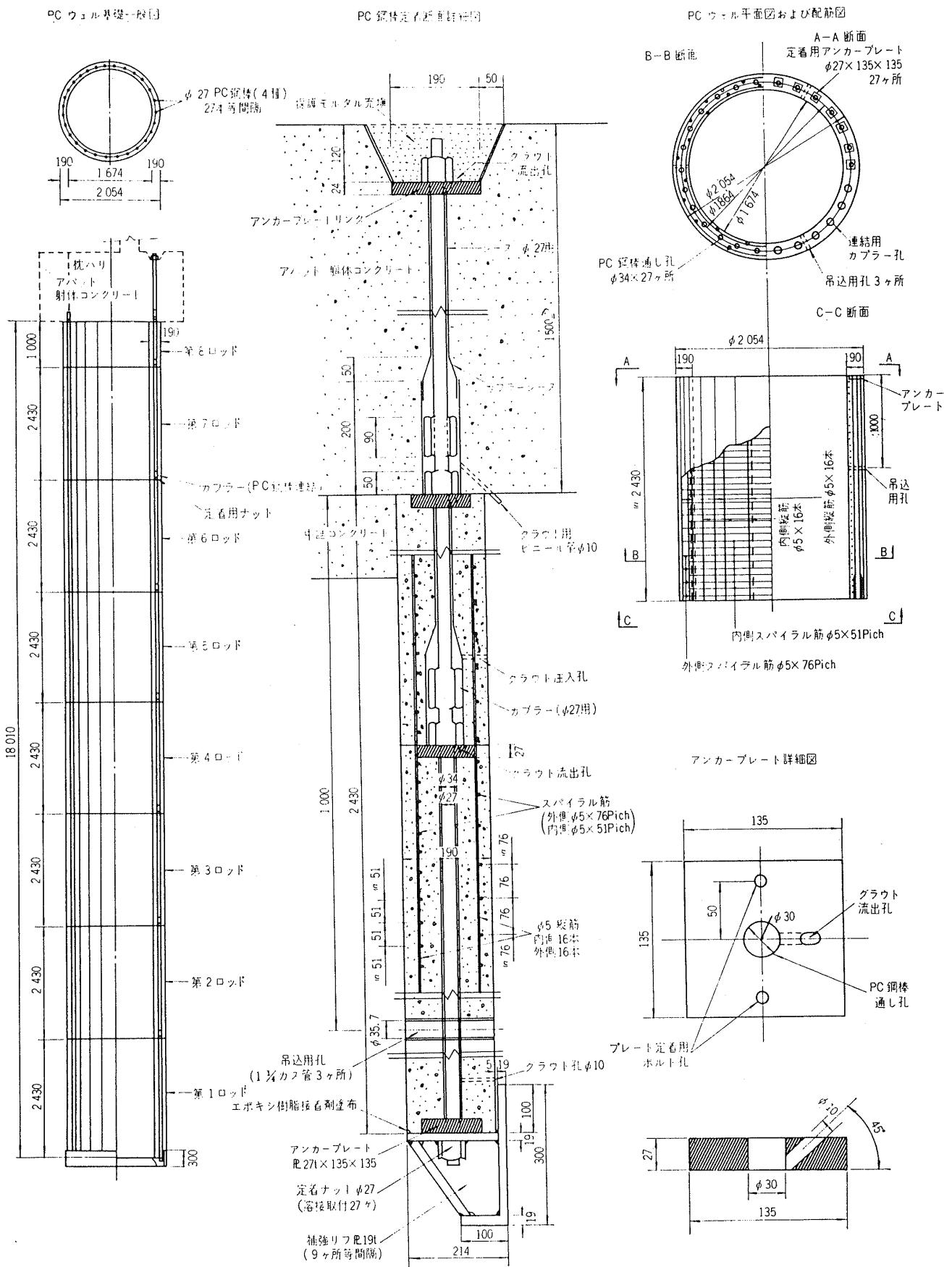


図-5.50 P C ウエルの構造¹⁹²⁾

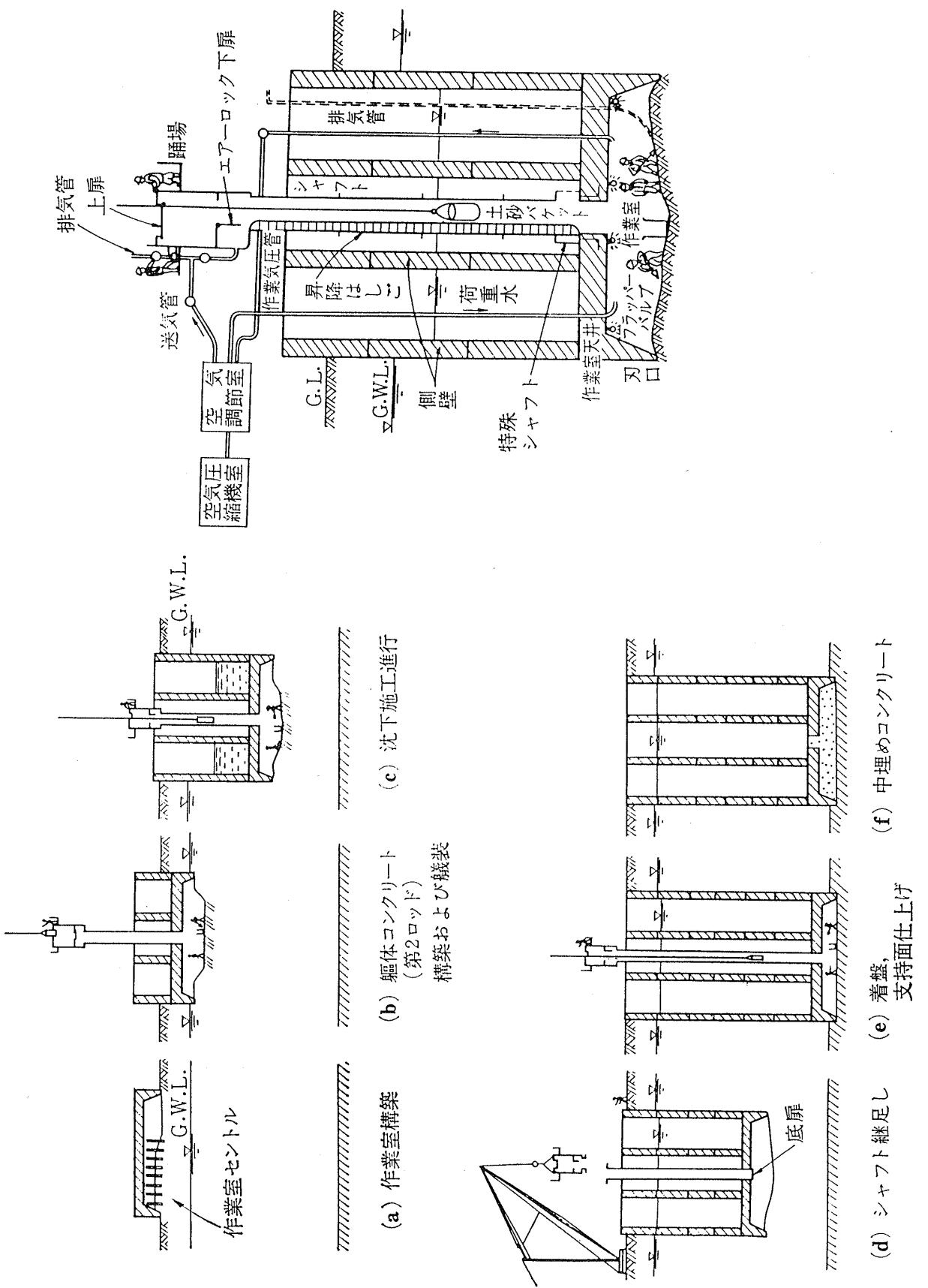


図-5.51 ニューマチャックケーソン工法¹⁹³⁾

掘削土は、容量 0.5 m³のアースバケットを用いてシャクトおよびエアーロックを通じ上方函外に吊出す方法が採られている。

アースバケットの吊り上げ吊り降し、および放土には、三脚デリックなどのクレーン類によるのが一般的である。

ケーソンの沈下は、自重のほかケーソン本体の中空部に注水した水荷重による。自重と水荷重のみでは沈下が困難となった場合には、ケーソン本体の外周面に塗布剤を用いたり、空気や水を噴射するジェッティング工法によって周面摩擦を減少さす方法が採られている。

以上の工法だけで沈設できない場合には、函内の気圧を減圧させて沈下させることもある。

b) 特殊掘削工法

ニューマチックケーソンの掘削は人労掘削が一般的であるが、最近では小型の電動トラクタショベルやケーソンショベル、あるいは無人潜函掘削機などが開発されている。

ケーソンショベルは、図-5.52に示すようにケーソン作業室の天井スラブに固定されたガイドレール上を走行する台車から旋回台を介して吊り下げられた本体およびショベルブームからなっている。ショベルブームは、油圧シリンダーによりブームを押し伸ばし、バケットを上向きに転回させることにより地盤を掘削する装置である。

c) 特殊なニューマチックケーソン

① 中実ケーソン

転石層、硬質砂礫層などでは周面摩擦力が非常に大きく、通常のケーソンでは沈下困難となることがある。この対策として中実ケーソンが用いられた事例がある。¹⁹⁷⁾

② 1ロットケーソン

支持層が浅くて直接基礎が可能であっても、掘削地盤が大きな玉石、

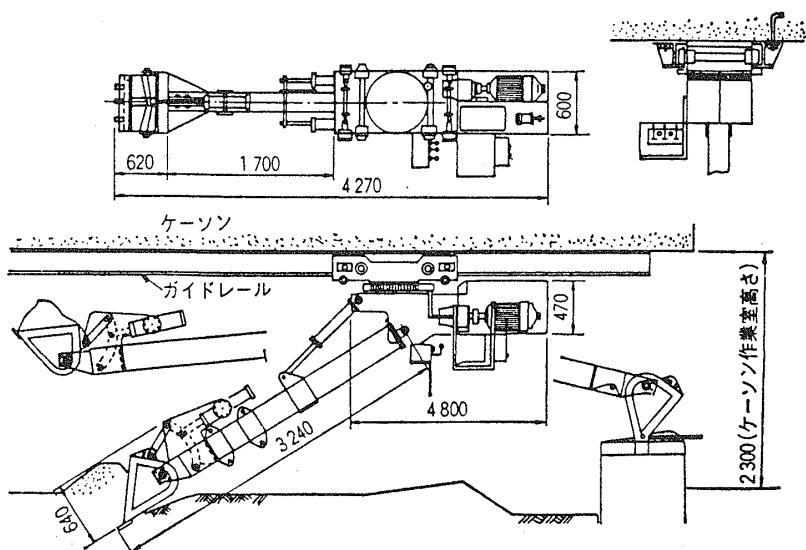


図-5.52 函内電動ブルドーザー¹⁹⁴⁾

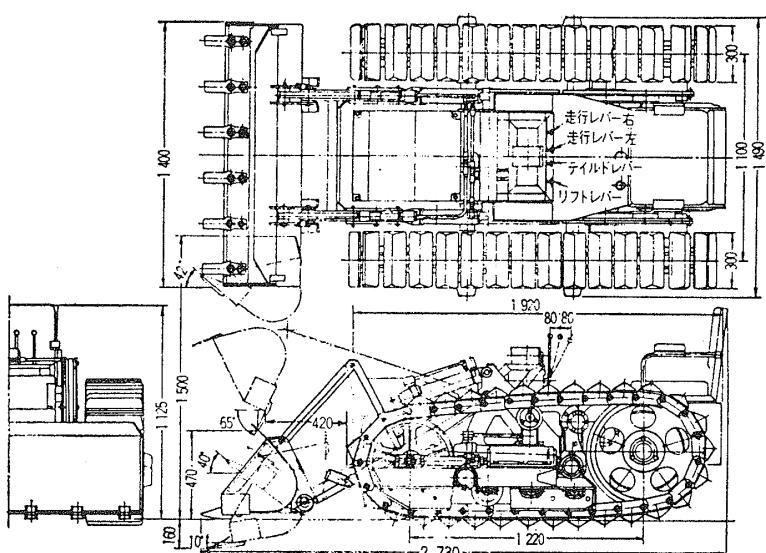


図-5.53 ケーソンショベル¹⁹⁵⁾

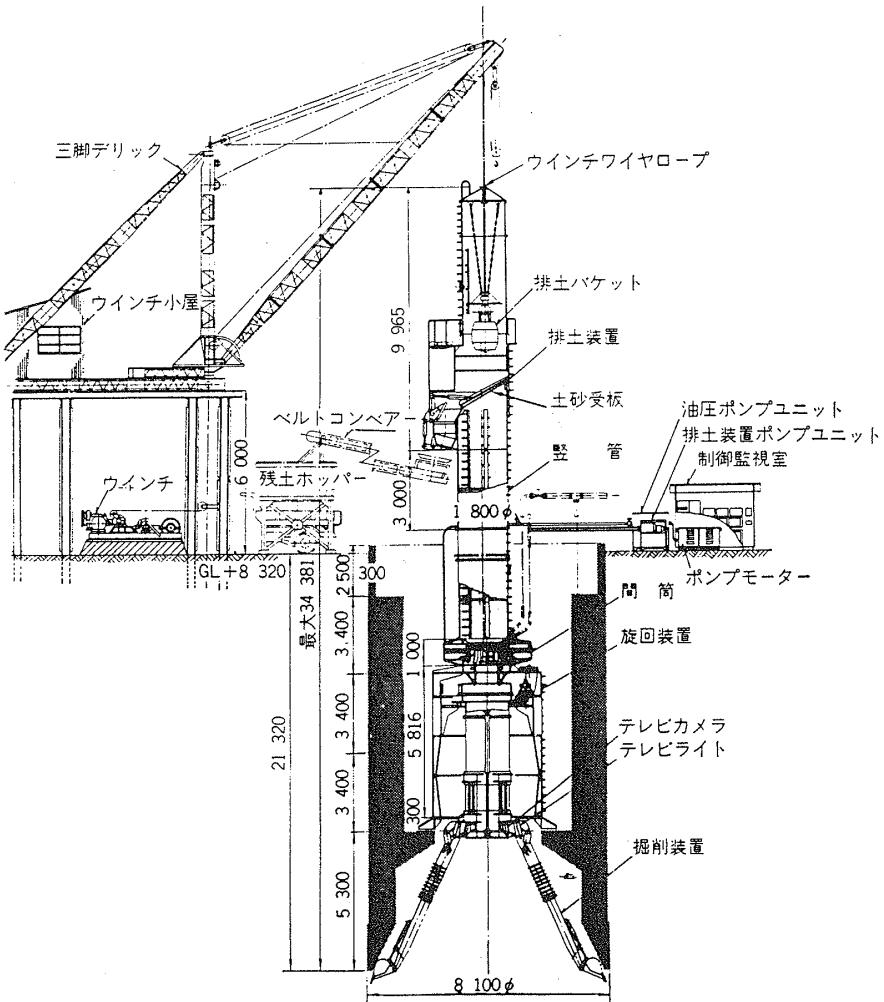


図-5.54 無人潜函掘削機の組立図¹⁹⁶⁾

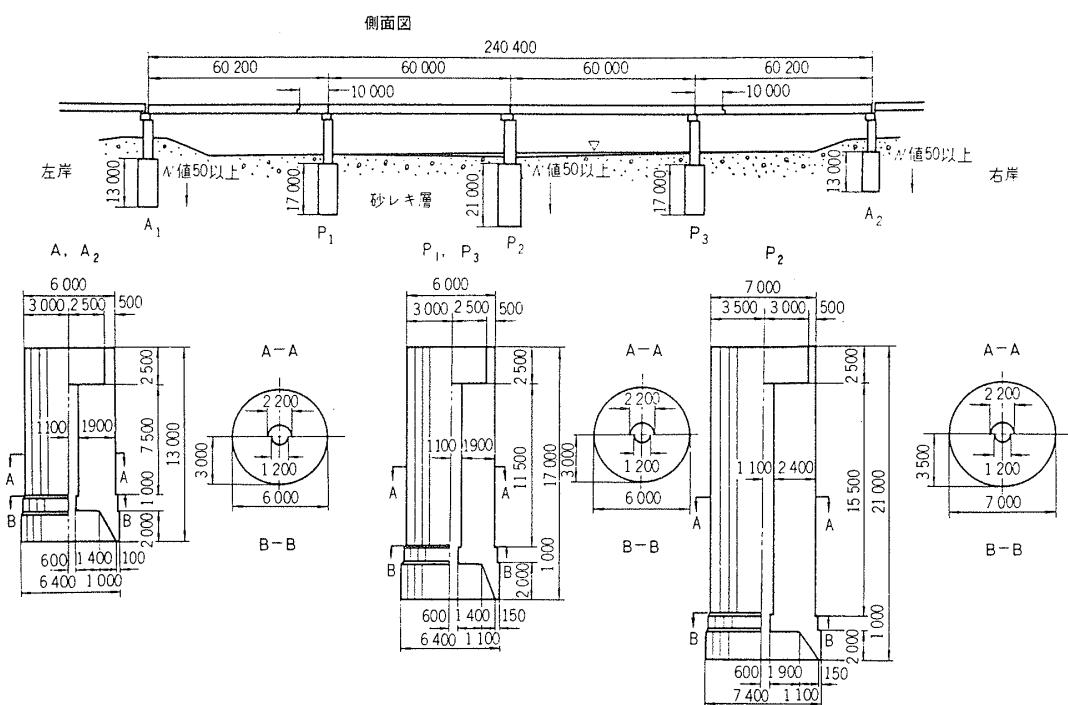


図- 5.55 中実ケーソン(岩津橋)¹⁹⁸⁾

転石を含んでいるような場合には止水用の鋼矢板の打込みが困難である。このような場合の施工方法として図-5.56に示すような1ロットケーソンが用いられることがある。^{199), 200)}

d) ニューマチックケーソンの特徴

- ① 堀削底面地盤の乱れが少なく、大きな支持力を期待できる。また、ドライワークであるので、支持層を直接確認できる。
- ② 平板載荷試験等により地盤の支持力を確認できる。
- ③ 地盤を乱すことが少なく、近接施工に適す。
- ④ 大きなケーソンの沈下も可能。
- ⑤ 大きな転石、障害物があっても施工可能。
- ⑥ 作業気圧が3気圧以上になると施工困難。水深が深い場合には、ディープウェル等により地下水位を下げて深さ50mのケーソンを沈下した例もある。
- ⑦ 労務災害(ケーソン病、酸欠空気、有害ガス)に対する十分な配慮が必要。
- ⑧ オープンケーソンに比べ一般に工期が短い。
- ⑨ 工事設備が大がかりとなる。

5.2.9 置換工法

(1) コンクリート置換工法

山岳部などのように、支持層となる岩盤の傾斜、不陸が著しい場合には、図-5.57のような階段状の台コンクリート基礎が一般に採用されている。岩盤の傾斜、不陸に応じて台コンクリートの形状を自由に変更でき非常に施工性が良いといえる。岩質が風化性の強い場合、節理面が斜面方向となるいわゆる流れ盤の場合には、台コンクリート後端に沿った滑りを起す恐れがあるので、採用にあたっては十分注意を要する。

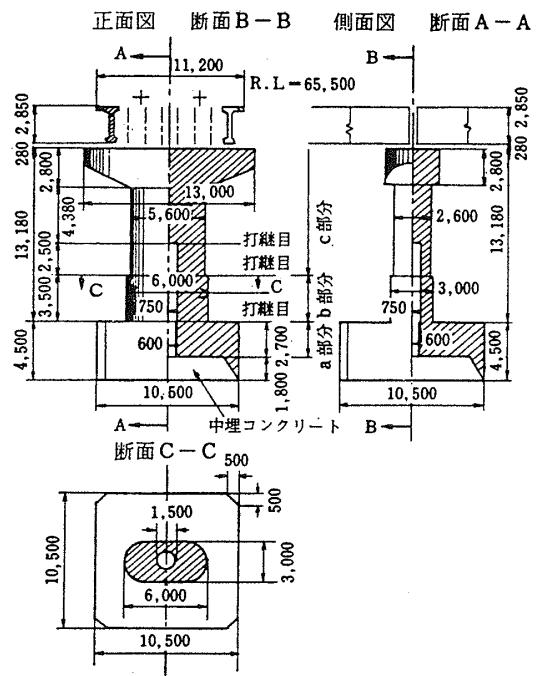


図-5.56 1ロットニューマチック²⁰¹⁾ケーソンの例

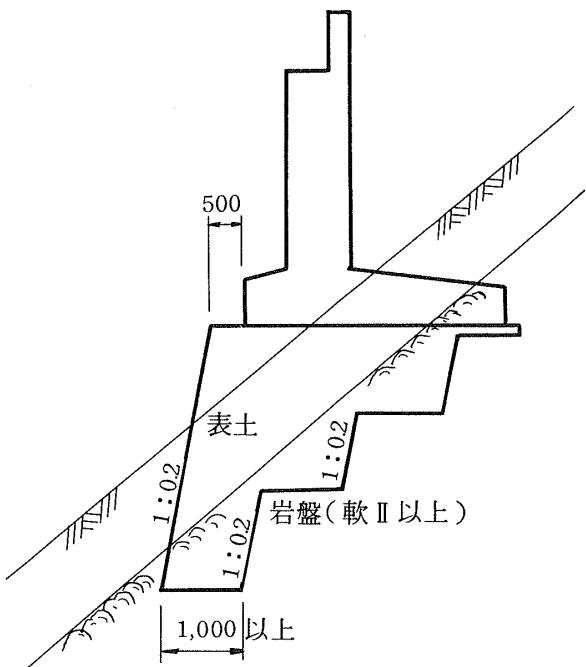


図-5.57 台コンクリート基礎

(2) 良質土による置換工法

杭基礎工法の場合で中間層の地盤が特に軟弱であると、杭軸直角方向の支持力によって杭の所要本数が決定され極めて不経済な設計になることがある。このような場合には、杭頭付近の軟弱地盤を良質土によって1m程度置換することによって大きな杭軸直角方向の支持力を期待することができる。良質土には、一般に切込碎石が用いられている。

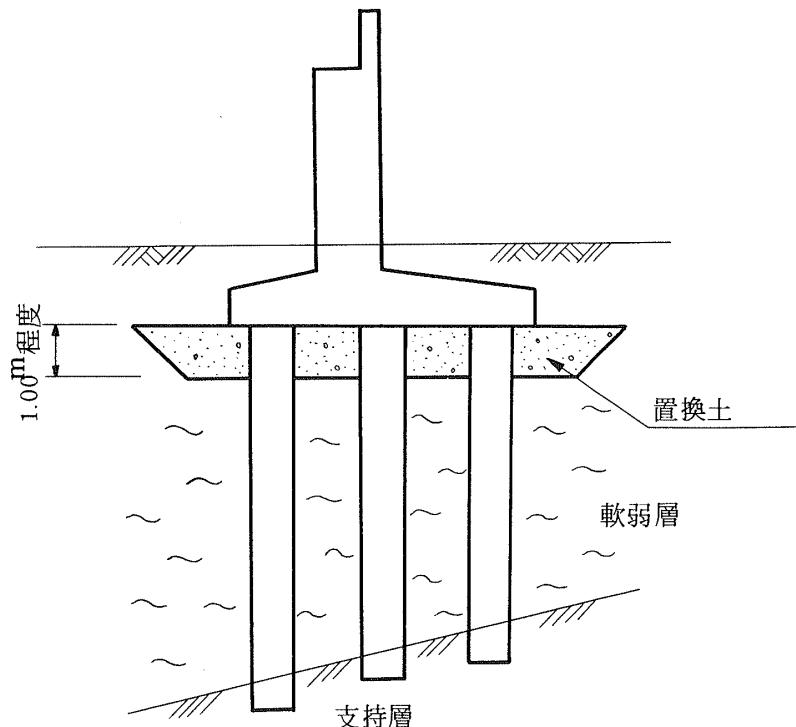


図- 5.58 杭基礎における置換工法

5.3 基礎工形式の選定方法

基礎工に限ったことではないが、構造的に安定であること、施工が容易であり、リスクが少ないと、経済的であることが形式選定上の絶対条件である。しかし、これらの条件に適合する基礎工の中から最も適切な形式を選定することは容易なことではない。その主な理由には、考慮すべき条件が非常に多いこと、簡単な地質調査資料から地盤の状態を十分把握することは極めて困難なこと、新しい施工機械の開発とともに施工法が非常に増えていること、等が挙げられる。また、仮に適切な基礎工が選定されたとしても、設計法、施工法、施工機械、積算のすべての面に精通した技術者は少なく、選定された基礎形式の適否を判断するとの難しさも大きな問題である。

ここでは、ごく基本的な基礎形式の選定方法について述べることにする。

図- 5.59 に基礎形式の一般的な選定のプロセスを示す。まず最初に次章で述べる基礎形式選定のための調査を行い、この調査資料から、荷重条件、設計条件、地盤条件、自然条件、施工条件を明らかにする。この

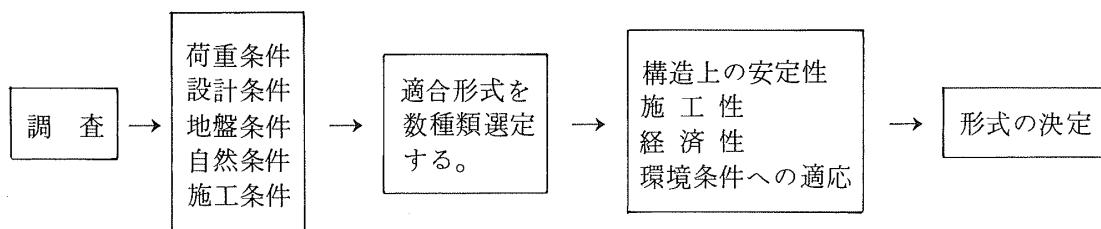


図- 5.59 基礎形式選定のプロセス

場合、近隣の既存構造物の設計図書、施工記録、施工者の体験談を得ることができればその精度を上げることができる。

第2段階では、これらの諸条件に適合する基礎形式を数種類選定する。この選定作業には、表-5.14～表-5.17等が参考になろう。表-5.14の作成にあたって、RC杭、PHC杭、SC杭、アースドリル工法、多柱基礎工法、鋼管矢板井筒工法は除外した。これは以下の理由による。

- ① RC杭は、PCに比べ曲げ強度が小さいこと、杭材の単価があまり変わらないこと、打込み時破損しやすいこと、橋梁の基礎として最近はあまり使用されないことによる。
- ② SC、PHC杭は、比較的新しく開発されたもので、現段階では橋梁の基礎杭としての施工実績が少ないこと。
- ③ アース・ドリル工法は、建築関係の基礎には施工実績が多いが、他の場所打ち杭工法に比べ、施工の確実性に欠けること、安定液の管理が難しいこと、コンクリートの品質が劣ること、設計径は施工径より10cm少な目にとらなければならないこと、橋梁基礎としての施工実績がほとんどないこと。
- ④ 多柱基礎、鋼管矢板井筒基礎は、主として海峡連絡橋、長大橋等に用いられており、中小橋梁の基礎として利用されることはないものと考えられる。

レキや玉石の大きさを土質調査資料から判定する場合は注意を要する。長円形あるいは偏平なレキの場合には、ボーリングで短径が測られることが多く、またボーリング孔で確認されたレキよりさらに大きなレキが実際には存在することが多い。従って、一般にボーリング柱状図に表わされているレキ径より3倍程度のレキが存在するものと考えた方が良い。²⁰²⁾

検討対象の基礎形式が決まれば、構造上の安定性、施工性、経済性、環境条件への適応性等について詳細な検討を行なう。施工性については、仮設工の可能性、地盤条件に対応する工法の選択、作業空間、足場まわり、工期、搬入路、使用材料の入手、気象条件などのチェックが必要である。環境条件との対応については、騒音、振動、近接構造物との関連、排水処理、地域住民の理解、河川や港湾などの管理者との協議等について検討する。経済性については、本体のみならず準備工、仮設工、跡始末まで検討の対象とすべきである。その他には施工地点の特殊性に基づく設計条件、上部構造との関係、構造特性、新技術の開発前後の工事との関連、過去の経緯など形に現われない問題もある。

基礎形式はこれらの検討結果を総合的に判断して決定するわけであるが、前述した様に一人の設計者が、すべての基礎形式を同列において比較することは難しいことである。多くの施工経験者の意見を求めることが必要であろう。

表-5.14 基礎形式の選定表

選定条件	基礎形式	直接基礎		打込み工法		場所打杭		深壁工法		オーブンケーソン	
		P	C	杭	鋼管	中掘り工法	オールケーソン工法	リバース工法	杭径により異なるが40m以下	杭面より30m(3気圧以下まで可。地下水位を低下させ50mの施工実績がある。	
施工深度	箇切り、土留めの難易度により異なる。一般的には7~30m以下。2本継ぎ以下が良い。	10~60mの施工実績もある。	10~30mによつては40mも可能。	機種により異なるが40mが限度。地盤の振動低減力によつて異なる。	機種により異なるが40mが限度。地盤の振動低減力によつて異なる。	機種により異なるが40mが限度。地盤が經濟的。	機種のチューイング能力、地盤の振動低減力によつて異なる。	杭径により異なるが40mが限度。地盤が經濟的。	杭面より30m(3気圧以下まで可。地下水位を低下させ50mの施工実績がある。	杭面より30m(3気圧以下まで可。地下水位を低下させ50mの施工実績がある。	
水上施工条件	特になし	一般に0.3~0.8m 1.2mの大口径杭もある。	一般に0.5~1.0m 2.5mの大口径杭もある。	機種により異なる。 一般に0.35~1.2m	機種により異なる。 一般に0.35~1.2m	杭長により異なる。 一般に1.30以上とする。 1.0m~2.0m ノーマル工法で3.0mの実績がある。	杭長により異なる。 一般に1.30以上とする。 1.0m~3.0m 10mの実績もある。	杭長の1/30以上とする。 6.0mの実績もある。 杭長により異なる。 上記参照のこと。	杭長の1/30以上とする。 6.0mの実績もある。 杭長により異なる。	杭長の1/3~1/4以上ある の玉石、転石がある。	特になし
斜杭の施工	—	10~20°	同 左	同 左	同 左	困難	築島できれば可	栈橋上で施工可	不可	不可	問題なし
地盤の状態	砂利、玉石層で複数矢板の打込みが困難な場合は、簡易排水、1ロッドケーブンによって締切する。	砂質土：N≤30 粘性土：N≤30 玉石：坑径の3/4以下	砂質土：N≤50 粘性土：N≤30 玉石：坑内全の3/4以下	砂質土：N≤50 粘性土：N≤30 玉石：坑径の3/4以下	砂質土：N≤50 粘性土：N≤30 玉石：坑内全の3/4以下	地下水位以下に細砂層(シルト分30%以下)が5m以上あると不可。 N≥50：掘削能率低下 玉石：坑径の3/4以下	ドリルバイブの内蔵ドリル(シルト分30%以下)が5m以上あると不可。	ドリルバイブの内蔵ドリル(シルト分30%以下)が5m以上あると不可。	内蔵の1/3~1/4以上の玉石、転石がある。	特になし	問題なし
支持層の状態	岩着の場合は締切が多いが、傾斜を適当に変更できないので不可きり。	支持層の不陸、傾斜が多い場合は、杭長を適当に変更できる。	特になし	打込み工法と同じ	特になし	問題なし	問題なし	問題なし	支持層が傾斜していると沈下が困難不向き	特になし	問題なし
地下水の状態	不透水層が深いと水音が困難。ウェルボンドケーブンによる注入も考慮される。	問題ない	問題ない	被圧水が2m以下 地下水流速が3m/分以下	同 左	同 左	地下水があると困難な場合がある。	地下水があると困難な場合がある。	被圧水が2m以下	被圧水が2m以下	問題なし
近接構造物への影響	土留めの状態による。	振動の影響がある。	振動の影響がある。	少ないと水音が問題となる。	オールケーソングラベルの緩みが少ない	地盤をゆるめる恐れあり	少ないと水音が問題となる。	地盤をゆるめ影響大	地盤をゆるめ影響大	地盤をゆるめ影響大	少ないと水音が問題となる。
環境条件	(30m地点)	ディーゼルハンマー 70 dB	〃 70 dB	40~50 dB	50 dB	40~45 dB	同左	同左	同左	同左	問題なし
選定方法	優先順位	1	2	3	6	4	5	9	7	8	問題なし
	選定条件	掘削、締切りが可能な直接基礎では施工不可の場合は、P C杭では荷重が大きいが、下部工船体規模が小さい、又は斜面に比へ延展的な場合	振動、騒音規制がある時	PC杭では施工困難もしくは荷重が大きいが、下部工船体規模が小さい、又は斜面に比へ延展的な場合	打込み杭の施工が不可のとき	ベント杭の施工が不可のとき	急傾斜地などでの搬入ができない他の工法が採用できない場合	荷重規模が大きいが、施工上抗基盤では問題がある時	オープンケーソンが不可のとき	オープンケーソンが不可のとき	問題なし

表-5.15 基礎形式選定表(建設省)²⁰³⁾

選定条件		基礎形式		直打込み杭		中掘り杭		場所打ち杭		ケーソン		鋼管矢板基礎				
		R	P	P	S	鋼	P	P	S	鋼	リ	オース	ア	深	オーブン	ニューマチック
		接	接	C	H	+P	管	C	H	P	バ	ルケ	ス	基礎	ケーソン	矢板
		C	C	C	H	C	管	C	H	C	I	ドリル	シングル	杭	杭	基
地形および地質条件	上層および中間層の状態	5cm以下のれき層がある	○	×	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		5~10cmのれき層がある	○	×	×	△	△	△	△	△	△	○	○	△	○	○
		10~50cmのれき層がある	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	○	△
		上層軟弱で下層良好	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○
		中間層がきわめて軟弱	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	○	△
		中間層が軟弱	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○
		中間層にきわめて硬い層がある	○	×	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	△	○
		中間層に大砂利層がある	○	×	×	×	×	△	△	△	△	△	△	○	△	○
		中間層に5m以上の細砂層がある	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○
		流動化する地盤	×	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○
支の持地盤	傾斜している(30°以上)	○	△	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	○	○	○
	凹凸が激しい	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	地下水	地下水位が地表面近い	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○
	湧水量	湧水量がきわめて多い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	×	○
地下の状態	地下水	地表より2m以上の被圧地下水	×	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	×	△	○
		地下水水流速3m/min以上	×	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	×	△	○
	荷重規模	鉛直荷重が小さい (支間20m以下)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△
		鉛直荷重が普通 (支間20~50m)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
構造物の特性	水平荷重が大きい (支間50m以上)	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	水平荷重が小さい	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△
支方持式	先端支持	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	摩擦支持	×	○	○	○	○	△	△	△	△	○	○	○	△	×	×
施工深度(m)	2~5	○	○	△	△	×	△	△	△	×	×	×	△	○	△	×
	5~15	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	15~25	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	25~40	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	×	○
	40~55	×	×	△	○	○	○	△	○	○	○	○	○	×	△	○
	55~70	×	×	×	△	△	○	×	○	○	○	○	○	×	×	△
施工条件	施工断面(基礎の径または辺)	15~30cm	×	○	△	△	△	×	△	△	△	×	×	×	×	×
		30~50cm	×	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	×	×
		50~80cm	×	△	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	×	×
		80cm~1.0m	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		1.0~1.2m	×	×	○	×	×	○	○	×	×	○	○	○	×	×
		1.2~1.5m	×	×	△	×	×	○	×	×	△	○	○	○	×	×
		1.5~2m	○	×	×	×	×	△	×	×	×	○	○	△	○	×
		2~4m	○	×	×	×	×	×	×	×	○	△	×	○	×	×
環境条件	4m以上	○	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	△	○	○
	水施工	水深5m未満	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	○	×	×	○
		水深5m以上	×	△	△	△	△	△	×	×	△	△	×	×	○	○
		作業空間が狭い	○	△	△	△	△	△	△	△	△	○	△	△	○	△
		斜杭の施工	-	○	○	○	○	○	×	×	△	×	△	×	-	-
低騒音、低振動	近接構造物に対する影響	○	×	×	×	×	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△
	有害ガスの影響	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	×	○

注 1) ○=施工実績が多い ○=施工実績がある △=施工実績が少ない ×=施工実績がほとんどない

2) 打込み杭で、防音カバー、油圧ハンマー等の対策工法を用いる場合には騒音を減ずることができる。

3) 中掘り杭の先端処理方法は、セメントミルク噴出攪拌方式とする。

4) PCウェルはオープンケーソン基礎に準じるものと考えた。

5) 鋼管矢板基礎は打込み工法とする。

表一 5.16 一般の構造物に対する基礎型式選定表(国鉄)²⁰⁴⁾

基 础 型 式			直 接 基 礎	杭 基 础						井 筒 形 基 础			
設 計 条 件		荷 重 規 模		打込み杭		中掘り先端根固め杭	場所打ち杭		深 積	ケーソン		連 壁 刃 体 基 础	
				R	P	鋼	リバース杭	オールケーシング杭		オケ	ニケユーマチック		
荷 重 規 模	橋台・橋脚 1基あたり 常時+一時荷重	200tf以下 200~500 500~1,500 1,500~3,000 3,000~5,000 5,000以上	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	△ ○ ○ ○ ○ ○	△ ○ ○ ○ ○ ○	△ ○ ○ ○ ○ ○	× × △ ○ ○ ○	× × △ ○ ○ ○	× × △ ○ ○ ○	× × △ ○ ○ ○
支 持 方 式	完全支持 D_f : 支持層の深さ	D_f 0~5m 5~10 10~20 20~30 30~45 45以上	○ △ × × ×	△ ○ ○ ○ ○	△ ○ ○ ○ ○	△ ○ ○ ○ ○	△ ○ ○ ○ ○	△ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	× ○ ○ ○ ○	× ○ ○ ○ ○	× ○ ○ ○ ○	× × ○ ○ ○ ○
	不完全支持 周面支持		○ × ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	△ × ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	△ × ○ ○ ○	○ × ○ ○ ○	△ × ○ ○ ○	○ △ ○ ○ ○
支 の 持 続 状 面 態	傾斜(30°程度以上) 凹凸 傾斜や凹凸が予想されるが未確認		○ ○ ○ ○ ○	△ △ △ △ △	△ △ △ △ ○	○ ○ ○ ○ ○	△ △ × ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	△ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	△ △ × ○ ○	△ △ × ○ ○	× △ △ × ○ ○
中 間 層 の 状 態	粘性土 N 値 2以下 2~10 10~20 砂 N 値 15以下 15~30 30以上 粘着性のないゆるい砂 (N 値10以下の層が5m程度以上ある場合) 礫・玉石 10cm以下 10~30cm 30cm以上			○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○	△ ○ ○ ○ ○	△ ○ ○ ○ ○	△ ○ ○ ○ ○	△ ○ ○ ○ ○
地 下 水 等	地下水位 フーチング下面以上 フーチング下面以下 杭先端以下 被压地下水 地表より 0~2m 2m以上 流動地下水 流速3m/min程度以上 有毒ガス 有		△ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○
環 境	水上施工 騒音振動対策 隣接構造物に対する影響防止 作業空間の狭い場合		△ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	△ ○ ○ ○ ○ ○	△ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	○ ○ ○ ○ ○ ○	△ ○ ○ ○ ○ ○
注) 1. 支持層の強さの標準は、砂質土の場合 N 値30以上 粘性土の場合 N 値20以上				2. ○印は、原則として条件に適合する場合 ×印は、原則として条件に不適合な場合 △印は、条件に不適合とはいえないが、 なお検討を要するもの									

表の使用にあたっては、次の点について注意すること。

- すべての条件に○印のつく基礎型式がある場合でも、必ずしもその型式が最適とはいきないので、少数(1~2程度)の△印のついた型式のものを含めて、さらに検討したうえで決定することが望ましい。
- すべて○印だけのものがない場合には、△印のついた条件について検討して決定する。
- どの型式を選んでも×印がつく場合には、もう一度計画の基本に立ち返って検討する。
- 設計条件の各項は軽重があるので、△、×の少ないものが必ずしも有利とはいえない。

表-5.17 場所打ち杭工法の適用性²⁰⁵⁾

工法 検討項目		オールケーシング工法	アースドリル工法	リバースサーキュレーション工法	深礎工法	
施工 要綱		ケーシングを揺動、圧入させながらハンマーグラブで掘削・排土する	掘削孔内に安定液を満たしながら、回転パケットで掘削・排土する。	ドリルパイプ先端のピットを回転させて掘削し、安定液の逆環流によって排土する	ナマコ板やライナーブレードなどをせき板とし、人力で掘削・排土する。	
掘削方式		ハンマーグラブ	回転パケット	回転ピット	人 力	
孔壁の保護方法		ケーシング	安定液(表層ケーシング)	泥 水	せき板と土留リング	
掘削孔径(m)		1.0~3.0	0.8~2.0	1.0~6.0	シャフト部分1.2~4.0 拡底部分最大4.6	
掘削機		日本建設機械要覧等参考				
付帯設備		安定液関係の設備		泥水関係の設備	やぐら、パケット巻上用ウインチ	
地質全般		ほとんどの土質に可能。ただし厚い砂層ではケーシングチューブの揺動、引抜きが難しい。また被圧水が地表面より高い場合には施工不可能	地下水のない粘性土において最適、他の場合安定液を用いて掘削、被圧水が地表面より高かったり、伏流水のある場合不可能	ドリルロッドの中を通らない玉石層は不可能。被圧水位が地表面より高い場合は困難、伏流水のある場合不可能	軟弱地盤での施工は困難、また地下水位の高い場合、有害ガスのある場合、酸素が欠乏する地盤では困難である	
地盤条件に関する適用性 (掘削について)	粘土 シルト	N=0~1	可	可	可	要検討(ヒーピングについて)
		N=1~10	"	"	"	"
		N=10~	"	"	"	可
	砂	N=0~10	"	"	"	"
		N=10~30	"	"	"	"
		N=30~	要検討	"	"	"
	砂 レ キ		可	やや困難	"	"
	玉石	10cm以内	可	困 難	可	可
		10~20cm	"	不 可	困 難	"
		20cm以上	困 難	"	不 可	"
	転 石		"	"	"	"
	土 丹		"	困 難	可	"
	岩 盤		"	不 可	困 難	"
	風 化 岩		"	困 難	"	"
	支持層の確認		可	可	"	"
掘削性能に関する適用性 (分/m)	掘削深さ	適正最大深さ(m)	35	27	サクション式 40 エアーリフト式 60	15
		実績最大深さ	50	45	60 200	30
	掘削能率 (分/m)	粘 土	6~20	7~10	5~10	1.5~2.5m/日
		シ ル ト	"	"	7~10	"
		細 砂	10~	15~20	10~12	"
		中 砂	"	"	12~20	"
		砂レキ 3cm以下	10~12	30~35	30~60	"
		砂レキ 3cm以上	17~20	"	"	"
環境条件に関する適用性	振 動		ケーシング内の掘削地盤にパケットを落下させるときの振動が大きい	あまり問題とならない	あまり問題とならない	ほとんど問題とならない
	騒 音		エンジン音、バセットとクラウンの衝突音がうるさい	エンジン音が比較的大きい	エンジン音が比較的大きい	"
	近接距離		日本建設機械要覧等参考			
	作業空間		日本建設機械要覧等参考			
安定液の廃液処理等		公害の発生のないような対策が必要				
運搬路		要検討				

6章 基礎地盤調査

6.1 地盤調査の目的

橋梁の安全性を合理的かつ適正に評価し、経済的な基礎形式、規模を決定するとともに、地盤条件に適合した施工方法を選択するうえで地盤調査は極めて重要といえる。具体的には、

- ①下部工及び基礎形式の選定
- ②支持力の推定
- ③弾性変位量の推定
- ④圧密沈下量、圧密時間の推定
- ⑤地震時の液状化の判定
- ⑥耐震設計上の地盤種別の判別
- ⑦施工方法の選択

などを行うために地盤調査が必要となる。地盤調査事項としては、表-6.1に示すようなものが挙げられる。

表-6.1 地盤調査の目的と調査事項

調査目的	対象地盤	必要な調査項目
軸体及び基礎形式の選定	すべての地盤	地質構成(地層図、柱状図) レキ、玉石の径、N値、地下水位
支持力の推定	すべての地盤	単位重量、地下水位
	粘性土	粘着土(C)
	砂質土	せん断抵抗角(φ)
弾性変位量の推定	すべての地盤	変形係数(Eo)
圧密沈下量・圧密時間の推定	粘性土	単位重量(γ)、 $e - \log p$ 曲線 体積圧縮係数(mv)、圧密係数(Cv)
地震時の液状化の判定	ゆるい砂質土 (N ≤ 10)	単位重量(γ)、地下水位 H値、平均粒径(D50)
	軟い粘土(N ≤ 4)	一軸圧縮強度(qu)
耐震設計上の地盤種別の判別	すべての地盤	地層の層厚、平均せん断弾性波速度(Vs)
施工方法の選択	土圧の計算	地下水位、単位重量(γ) 粘着力(C)、せん断抵抗角(φ)
	ボイリングの判定	砂質土 間隙比(e)、土の比重(Gs)
	ヒービングの判定	粘性土 粘着力(C)、土の単重(γ)
	水替えの規模	砂質土 透水係数(K)

6.2 地盤調査方法

地盤調査方法及び試験方法には、表-6.2に示すようなものがある。基礎形式、地盤種別に応じて適当な調査、試験方法を選択する必要があるが、一般的には図-6.1に示す調査、試験を行えば良いと思われる。

表-6.2 調査方法と調査事項

調査方法		適用地盤	調査事項	調査結果から推定できる事項
ボーリング		すべての地盤	層厚、深さ、地下水位	柱状図、地層図
サンプリング		すべての地盤	試料採取	土の種類
サウンドティング	標準貫入試験	玉石を除くすべての地盤	N値	せん断抵抗角(ϕ)、粘着力(C)、変形係数(E_0)、せん断弾性波速度(V_s)、支持力
	コーン貫入試験	粘性土	コーン支持力 q_c	一軸圧縮強度 (q_u)
	スウェーデン式サウンドティング	砂質土 粘性土	貫入沈下量 W_{sw} 、半回転数 N_{sw}	一軸圧縮強度 (q_u)、N値
土の分類試験		すべての地盤	粒度、単位重量、コンシステンシー	土の種類、物理的性質
一軸圧縮試験		粘性土	一軸圧縮強度 (q_u)、変形係数 (E_{50})	粘着力 (C_u)、支持力、弾性変位量
三軸圧縮試験		粘性土 砂質土	せん断抵抗角(ϕ)、粘着力(C)、変形係数 (E_{50})	支持力、弾性沈下量
直接せん断試験		粘性土 砂質土	せん断抵抗角(ϕ)、粘着力(C)	支持力
圧密試験		粘性土	圧縮指数、圧密係数 圧密先行応力、 $e-\log p$ 曲線	圧密沈下量、圧密時間
L.L.T.試験 プレシオメーター試験		粘性土 砂質土	変形係数	弾性沈下量
地下水位測定		すべての地盤	地下水位	
透水試験		すべての地盤	透水係数	浸透流量
平板載荷試験		すべての地盤	荷重-沈下曲線 時間-沈下曲線	支持力、変形係数 (E_o)

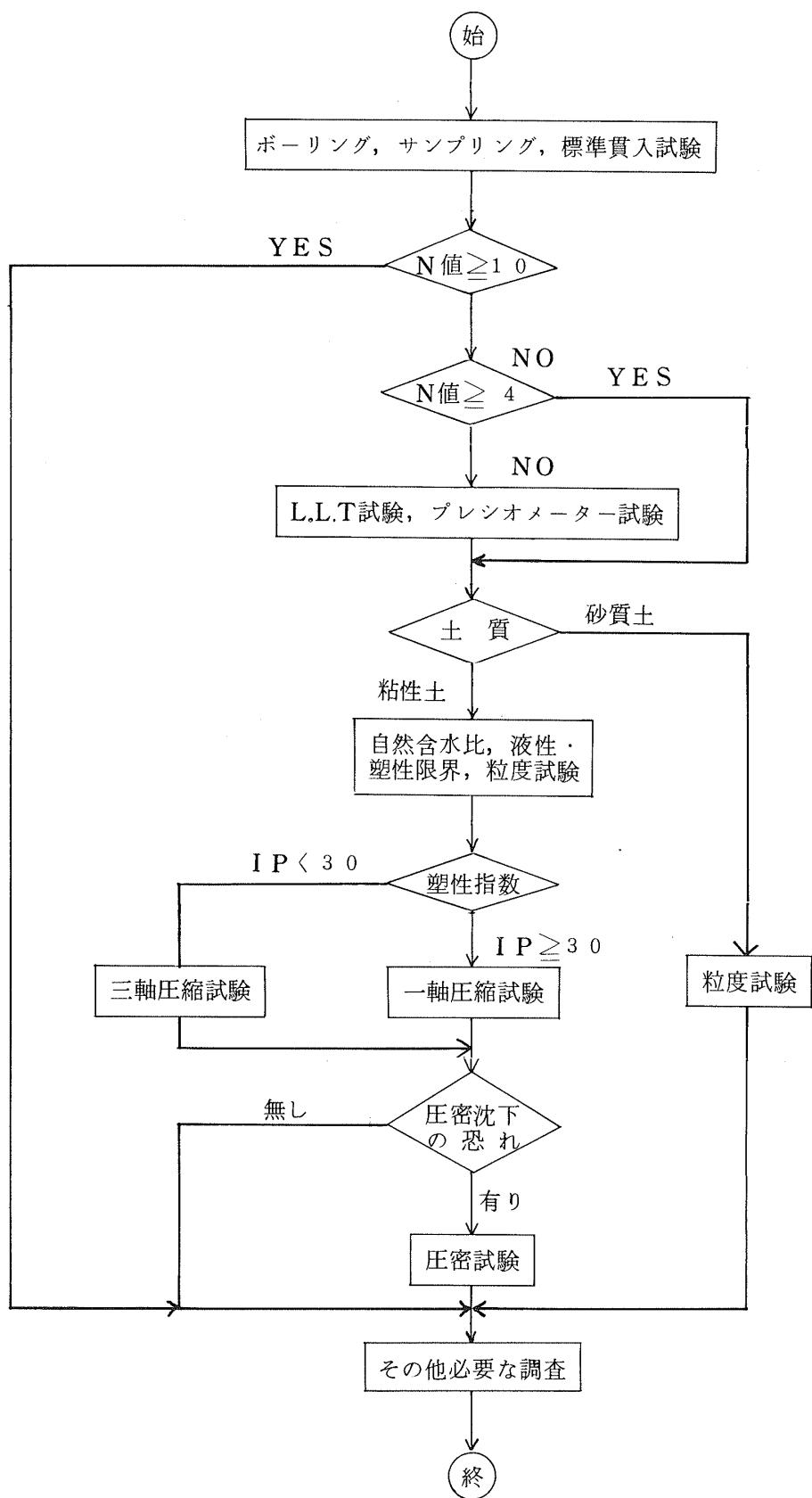


図-6.1 地質調査・試験方法の選定

6.3 地盤調査位置と調査深さ

6.3.1 調査地点

ボーリング調査は、橋脚・橋台の各位置で行うのが原則であるが、²⁰⁶⁾地層の変化が複雑もしくは単調な場合は、調査地点で増減するのが良い。特に山岳部、平地でも山裾付近は地層の変化が著しいので注意を要する。なお、幅員の広い橋台ではその横断方向の調査も行う必要がある。

6.3.2 ボーリング調査深度

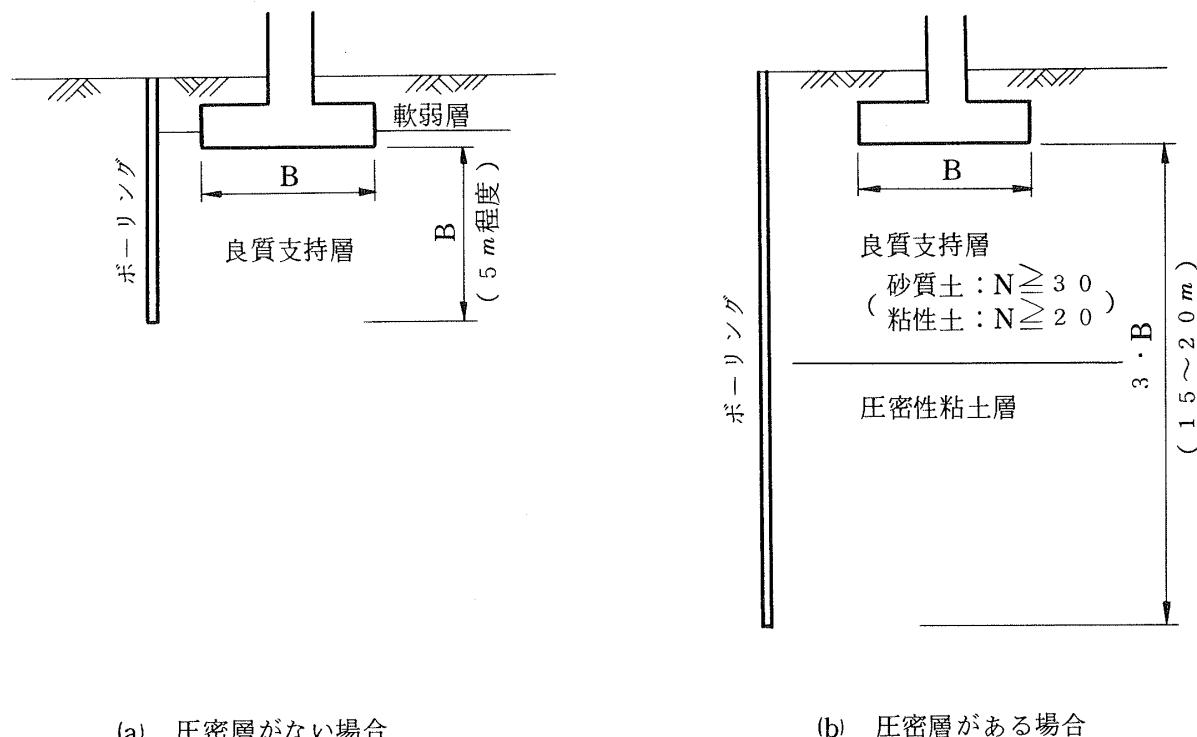
(1) 直接基礎・ケーソン基礎

直接基礎、ケーソン基礎では、基礎底面からその最小幅程度の深さまで良質な支持層（砂質土 $N \geq 30$ 、粘性土 $N \geq 20$ ）が連続して存在していることが確認されるまで調査する。また、良質な支持層の下方に圧密沈下を生じる地層があると予想される場合には、基礎底面からその最小幅の3倍の深さまでの調査が必要である。²⁰⁷⁾

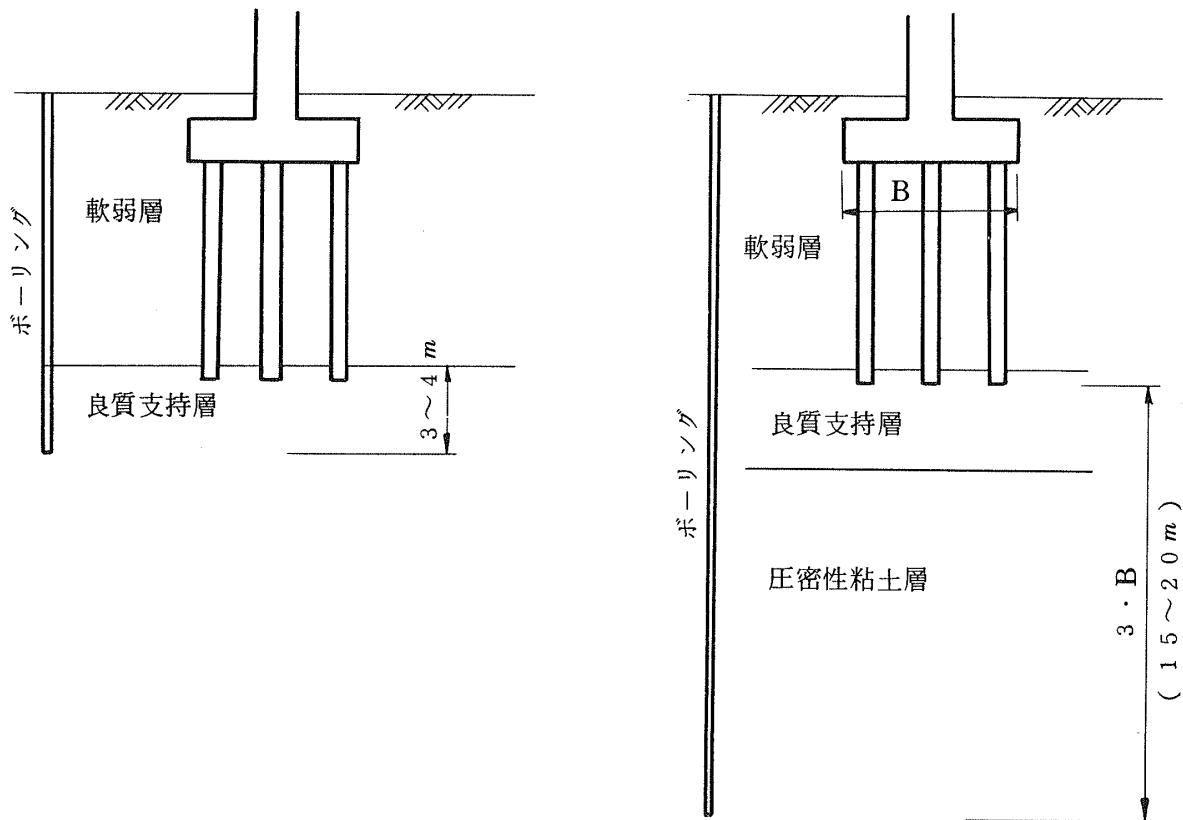
(2) 杭基礎

杭基礎の場合は、良質な支持層厚が3～4m程度確認されるまで調査すれば良い。支持層の下方に圧密層が予想される場合には、杭先端からフーチングの最小幅の3倍程度までの区間の調査が必要である。

調査時点でフーチング最小幅が予想できがたい場合は5.0m程度に見込んでおけば良い。



図一 6.2 直接基礎の調査深度



図一6.3 桁基礎の調査深度

6.3.3 ボーリング孔内水平載荷試験の位置

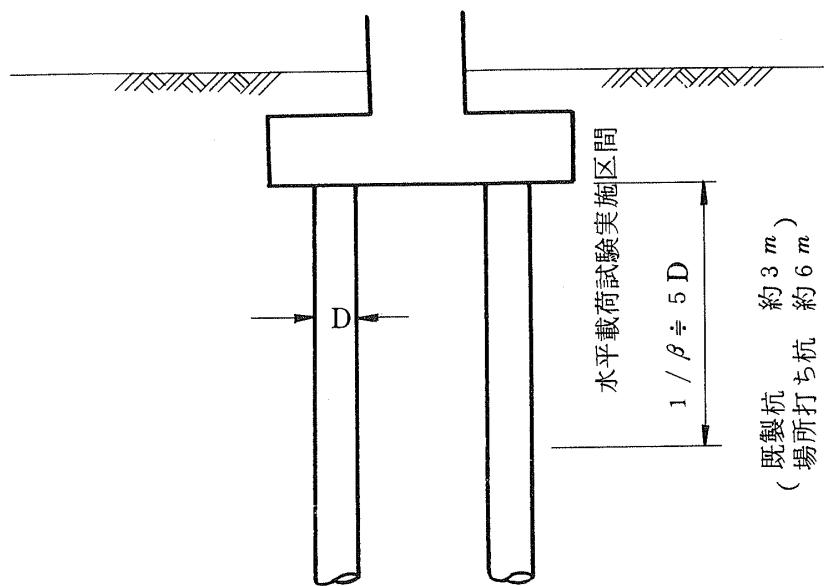
地盤の変形係数 (E_0) は標準貫入試験の N 値からも推定することができるが $N < 4$ の軟弱地盤では推定精度に問題がある。従って、このような場合はボーリング孔内水平載荷試験 (LLT 試験、プレシオメータ試験など) を行うのが望しい。

(1) ケーンソノ基礎

ケーンソノ基礎では、各地層毎に 1~2ヶ所実施するのが良い。

(2) 桁 基 础

杭を設計するためには、杭頭 (フーチング下面) より $1/\beta$ (β : 杭の特性値 $\beta = \sqrt[4]{k \cdot D / 4E_I}$) 区間の平均変形係数を求める必要がある。 $1/\beta$ の値は、地盤の密度、杭径、杭の材質などによって異なるが一応の目安値は杭径の 5 倍と考えておけば良い。従って、既製杭を用いる場合は $1/\beta \approx 3m$ 、場所打ち杭を用いる場合は $1/\beta \approx 6m$ となる。水平載荷試験はフーチング下面より $1/\beta$ の区間で 2~3ヶ所実施するのが良い。



図—6.4 水平載荷試験実施深さ

6.3.4 試料採取の位置

試料の採取は、地層が異なる場合については各層に最少1つ、層厚が5mを超える場合には5mごとに1つ採取するのが良い。したがって、例えば、5mを超えて10m未満の地層では2つ採取することになる。²⁰⁸⁾

6.4 地盤の分類

6.4.1 土の粒径による分類

土は粒径によって表-6.3のように分類される。これらの分類は、標準網を用いたフルイ分け試験や比重試験によらなければならぬが、現場で簡単に識別するためには表-6.4の方法が利用できる。

表-6.3 粒径による分類

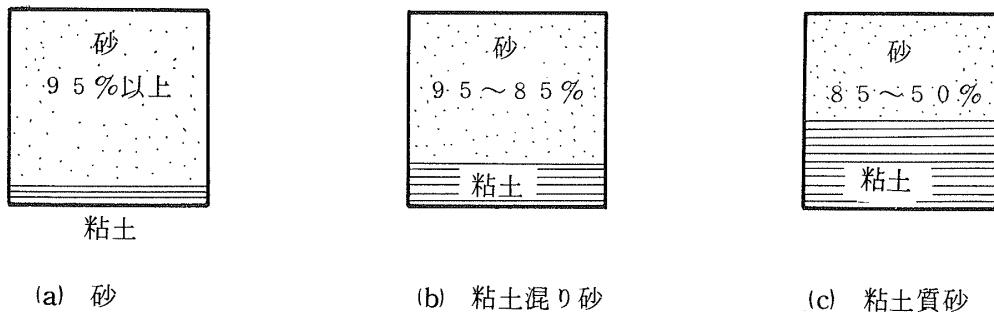
土質名	粒径(mm)	試験法
移動玉石	200以上	
転石		
レキ	2以上	フルイ分け試験
砂		
粗砂	2~0.42	比重試験
細砂	0.42~0.074	
シルト	0.074~0.005	
粘土	0.005以下	

表－6.4 現場での識別法²⁰⁹⁾

項目	識別法
砂とシルトの識別法	粒子の1つ1つが肉眼で見えれば砂。粗砂と細砂の判別は、指先でこすってみたときの粗さの程度で判断する。
シルトと粘土の識別法	ひとかたまりの土に適量の水を加えて、団子状に練り固めてから、両手の掌のひらでもんで、細長いひも状にもみあげてゆく。直径5mmくらいの細長いひも状に伸すことができれば粘土。シルトは細くなる前にボロボロに崩れてしまう。

6.4.2. 粒度による土の分類

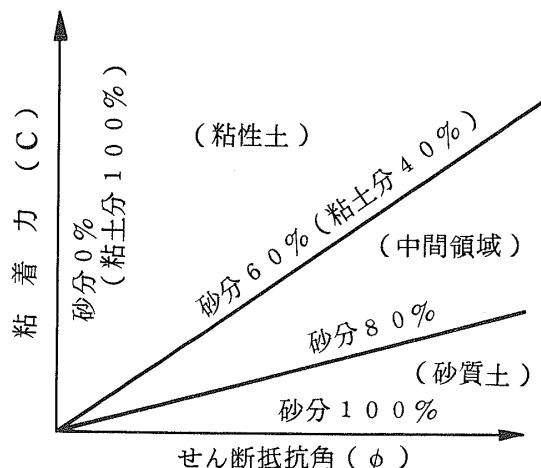
砂と粘土、あるいは砂とシルトといったように2種類以上の土が混り合っている場合は、その混合比率によって○○質△△とか、○○混り△△といったような名称を用いる。例えば、砂分と粘土分が混り合っている場合であると図－6.5のようになる。



図－6.5 粒度による土の分類

6.4.3 力学的特性による分類

地盤の支持力、あるいは土圧を計算する際、土の力学的特性が重要となるが、土の力学的特性は粘着力とせん断抵抗角によって支配されているといえる。



図－6.6 力学的特性図

図－6.6は縦軸に粘着力(C)、横軸にせん断抵抗角(ϕ)をとったもので力学的特性図、あるいは $C-\phi$ 図と呼ばれているものである。地盤中の砂分比率が高い程せん断抵抗角が大きくなり、逆に粘土分比率が高い程粘着力が大きくなる。一般に砂分が80%以上になるとせん断抵抗角の卓越した力学的特性を示すといわれており、このような地盤を砂質土地盤といい、粘土分が40%以上になると粘着力が卓越してくるので、このような地盤は粘性土地盤と呼ばれる。²¹⁰⁾砂分が

60～80%の地盤は粘性土と砂質土の中間的な性質を示すといわれており、地盤支持力などを計算する際には、砂質土と見なした場合と粘性土と見なした場合のいずれか小さい方の支持力が設計に適用されている。

6.4.4. 軟弱地盤

軟弱地盤とは、構造物を建造した場合土質力学的問題を生じる恐れのある地盤を意味する。従って、単に地盤の力学的強度のみでなく、構造物の荷重との相対的関係より判断しなければならないが、目安としては表-6.5を参考にすることができる。

表-6.5 軟弱地盤

試験方法	軟弱地盤の判定規準
標準買入試験	砂質土 $N \leq 10$, 粘性土 $N \leq 4$
オランダ式二重管コーン貫入試験	$q_c < 5 \text{ kg/cm}^2$
スウェーデン式サウンディング	荷重 $\leq 100 \text{ kg}$ で貫入
一軸圧縮試験	$q_u < 0.7 \text{ kg/cm}^2$
土の分類試験	$w_n \geq 50\%$

6.4.5. 岩盤の分類

設計上の岩分類は、一般に岩強度に応じて田中の提案したA, B, C_H, C_M, C_L, Dの6種類に区分²¹¹⁾される。肉眼観察によって分類する際の判定規準を表-6.6に示す。

ボーリングコアから、より定量的に判定する方法としてRQD (rock quality designation) 値による方法がある。RQD値とは、採取したボーリングコア 1.0 m の区間に中に、長さ 10 cm 以上のコアの累積長が占める割合を百分率で表わしたものである。

表-6.6 肉眼による岩分類の判定規準

区分	硬軟の程度	風化変質の程度	割れ目の状態	コアの状態	RQD%
A	極硬 ハンマーでたたくと金属音 DBで2cm/min以下	きれつ面ともおおむね新鮮。 未風化	きれつ少なく、おおむね20~50cmで密着している。	棒状~長柱状 おおむね30cm以上で採取される。	80~100
B	硬 ハンマーで軽い金属音 DBで2~4cm/min	おおむね新鮮であるが、きれつ面に沿って若干風化。	割れ目間隔5~15cmを主としている。 一部開口している。	短柱~棒状 おおむね20cm以下	60~80
C _H	中硬 ハンマーでたたくと濁音 小刀で傷つく硬さ DBで3cm/min以上	割れ目に沿って風化進行。 長石等は一部変色変質している。	割れ目発達。開口部に一部粘土はさむ。 ヘアクラック発達。 割れやすい。	大岩方状でおおむね10cm以下で、5cm前後のものが多い。 原形復旧可	40~60
C _M	やや軟~硬 ハンマーでたたくと軽く割れる。 爪で傷つくことあり DBで掘進適	岩内部の一部を除き風化進行。長岩、雲母はおおむね変質している。	割れ目多く発達。5cm以下開口して粘土はさむ。	岩片~細片(角れき)状で碎けやすい。 不円形多く原形復旧困難。	20~40
C _L	軟 極めて弱で指で割れつぶれる。 MCで掘進可	岩内部まで風化が進行するが、岩構造残る。 石英未風化で残る。	割れ目多く、粘土化進行。 土砂状で密着している。	細片状で岩片残し、 指で碎けて粉状。 円形コアなし	0~20
D	極軟 粉状になりやすい MCで無水掘可	おおむね一様に風化進行、マサ土化している。 わずかに岩片を残す。	粘土化進行のため、クラックなし。	土砂状	0

岩の工学的性質と設計・施工への応用(土質工学会) Page 289 に加筆

参考文献

〈1章〉

- 1) 日本道路公団：設計要領第二集，昭和55年4月
- 2)～7) 四国地方建設局：設計業務委託共通仕様書，昭和59年4月

〈2章〉

- 8) 日本河川協会：河川管理施設等構造令，山海堂
- 9) 日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針，昭和52年1月
- 10) 堀部正文，浅沼秀弥：軟弱地盤上の橋台の側方移動，橋梁と基礎，Vol 17-3, 1983.3
- 11) 前掲 1)
- 12) 前掲 8)

〈3章〉

- 13) コンクリート橋の施工記録，橋梁と基礎，Vol 13-4, 1979.4
- 14) 国広哲男他：鉄筋コンクリート橋の設計々算例，山海堂
- 15) 柳井穰治他：芳見橋の工事，橋梁と基礎，Vol 6-3, 1972.3
- 16) 日本道路協会：コンクリート道路橋施工便覧，昭和59年2月
- 17) オリエンタルコンクリート株式会社：PRESTRESSED CONCRETE
- 18) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計第18巻解説書（プレテンション方式PC単純床版橋）昭和56年
- 19) プレストレスト・コンクリート建設業協会：プレストレストコンクリート プレテンション方式橋げた
- 20) 前掲 19)
- 21), 22) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計20巻解説書（プレテンション方式単純中空床版橋）昭和55年
- 23) 前掲 19)
- 24)～28) 住友建設株式会社：プレテンショニングPC橋げた〔中空床版橋〕
- 29)～31) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計19巻 解説書（プレテンション方式PC単純Tげた橋）昭和55年
- 32) 前掲 19)
- 33) 前掲 17)
- 34)～38) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計13～17巻 解説書（ポストテンション方式PC単純Tげた橋）昭和55年
- 39)～43) 前掲 13)
- 44) 宮本潔：オーバープリッジ，橋梁と基礎，Vol 13-4, 1979.4
- 45) 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，昭和55年8月
- 46)～48) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，昭和55年2月
- 49), 50) 前掲 45)
- 51), 52) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計29～31巻 解説書（H形鋼橋）昭和58年
- 53)～57) 前掲 45)
- 58) 三宅政光，森野安信：図解土木構造鋼構造I，技報堂出版

- 59), 60) 前掲 45)
- 61) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計第23～28巻 解説書（活荷重合成プレートガーダー橋） 昭和53年
- 62) 前掲 1)
- 63) ~ 65) 前掲 45)
- 66) 前掲 51)
- 67) 新日本製鉄株式会社：H-BB-C, CT-BB-C カタログ
- 68), 69) 前掲 51)
- 70), 71) 川崎製鉄株式会社：突起付H形鋼を用いた川鉄の合成床版橋梁
- 72) ~ 74) 福岡正巳他：設計施工のための橋梁ハンドブック，建設産業調査会
- 75) 波田野義孝他：末広大橋上部工の設計と施工，橋梁と基礎，Vol. 9-9, 1975.9
- 76) 遠藤鉄郎他：アルバカーキ橋の計画と施工，橋梁と基礎，Vol. 15-2, 1981.2
- 77) 岩川高繁他：鏡川水道橋の計画と施工，橋梁と基礎，Vol. 14-2, 1980.2
- 78) 細川孝雄他：国分川水管橋の計画・設計・施工，橋梁と基礎，Vol. 18-2, 1984.2
- 79) 清家卓二他：大歩危橋の架設，橋梁と基礎，Vol. 8-3, 1974.3
- 80) 松田 仁他：興産大橋の下部工の設計と施工，橋梁と基礎，Vol. 16-6, 1982.6
- 81) 加藤武彰他：中国自動車道深谷川橋の設計と施工，橋梁と基礎，Vol. 16-9, 1982.9
- 82) 文野結紀他：中国自動車道容谷川橋の設計と施工，橋梁と基礎，Vol. 17-6, 1983.6
- 83) 森本忠雄他：湯之原橋の設計と施工，橋梁と基礎，Vol. 15-4, 1981.4
- 84) 香川祐次：因島大橋の補剛桁架設工事，橋梁と基礎，Vol. 18-1, 1984.1
- 85) 日本橋梁建設協会：デザインデータブック
- 86) 本州四国連絡橋公団：陸上橋設計要領（案）
- 87) 河井章好他：曲線桁の設計に関する2,3の考察，橋梁と基礎，Vol. 14-4, 1980.4
- 88), 89) プレストレストコンクリート建設業協会：プレストレストコンクリート橋梁図集，昭和56年
- 90) 岡本忠夫他：鋼製支承の設計と施工，橋梁と基礎，Vol. 20-6, 1986-6
- 91) 日本道路協会：道路橋支承標準設計，昭和51年
- 92) 日本道路協会：道路橋支承便覧，昭和48年4月
- 93) ~ 96) 前掲 90)
- 97) 前掲 92)
- 98), 99) 小川篤生：伸縮継手の種類と設計法，土木技術，Vol. 35-12, 1980.1.2
- 100) ショーボンド建設株式会社：カタログ集
- 101) 前掲 98)
- 102) 前掲 100)
- 103) ヨコハマゴム：カタログ集
- 104) 新田ベルト株式会社：カタログ集
- 105) 東京ファブリック工業株式会社：カタログ集
- 106) ~ 108) 中島 拓：伸縮装置，橋梁と基礎，Vol. 20-8, 1986.8
- 109) 日本道路協会：防護柵設置要綱・資料集（橋梁用防護柵，耐雪型防護柵），昭和61年7月

- 110) 日本道路協会：防護柵設置要綱，昭和47年10月
111), 112) 四国地方建設局：道路構造に関する諸基準の運用指針，昭和61年7月
113) 前掲 61)
114) 前掲 61)
115) 前掲 29)
116) 前掲 24)
117) 前掲 18)
118)～120) 日本道路協会：道路土工，排水工指針，昭和54年2月

〈4章〉

- 121) 前掲 1)
122) 日本道路協会：道路橋示方書IV 下部構造編，昭和55年5月
123) 日本道路協会橋梁委員会：道路橋示方書に関する質問および回答，道路，1981.3
124) 日本道路協会：道路橋示方書V 耐震設計編，昭和55年5月
125) 前掲 123)
126) 青木重雄，和田克哉，青木一二三：新体系土木工学4-4 橋梁下部構造，技報堂出版
127) 日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計第6～12巻 橋台・橋脚解説書，昭和58年2月
128)～130) 前掲 122)
131) 前掲 112)
132) 前掲 1)
133) 前掲 8)

〈5章〉

- 134) 青木重雄：総説深い基礎，基礎工，Vol. 14-7, 1986.7
135), 136) 浅間達雄他：くいおよびケーソン基礎の設計計算例，山海堂
137) 矢作 枝，大橋勝弘：新体系土木工学4-5 基礎工(I)〈構造物の基礎〉，技報堂出版
139) 塩井幸武：道路橋基礎の形式の選定について，基礎工，Vol. 9-5, 1981.5
140)～142) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，昭和61年1月
143), 144) 前掲 122)
145) 田中繁夫：鋼管杭工法の最近の傾向，基礎工，Vol. 8-1, 1980.1
146) 塩井幸武：くいの最近の話題，土木技術，Vol. 36-4, 1981.4
147) 築瀬久知：既製くいの低公害工法の現況と展望，基礎工，Vol. 7-12, 1979.12
148) 三浦邦夫他：杭，橋梁と基礎，Vol. 14-8, 1980.8
149) 辻中信夫：基礎杭の低振動，低騒音工法総ざくし，基礎工，Vol. 9-7, 1981.7
150) 斎藤二郎：鋼管くいの低公害工法の諸問題，基礎工，Vol. 7-12, 1979.12
151) 藤戸一治：PCくいの低公害工法の諸問題，基礎工，Vol. 7-12, 1979.12
152), 153) 前掲 150)
154)～156) 須沢八重二他：ND式スパイラルオーガー中掘工法，土木技術，Vol. 33-8, 1987.8
157), 158) 山本公夫：現場技術者のためのリバース工法，理工図書
159) 日本基礎建設協会：場所打ちコンクリートくいの設計と施工，昭和55年

- 160) ~ 162) 日本建設機械化協会：場所打ち杭設計施工ハンドブック（第二版）技報堂出版
- 163), 164) 前掲 157)
- 165) ~ 167) 前掲 159)
- 168) ~ 173) 前掲 157)
- 174) ~ 176) 宮沢 政, 山本公夫：アースドリル工法〈その施工とペントナイト安定液〉, 理工図書
- 177) 前項 159)
- 178), 179) 下村真弘, 横山好幸：深礎杭, 基礎工, Vol. 14-7, 1986-7
- 180) 君島光夫：深礎逆巻工法による地下鉄駅部の施工, 基礎工, Vol. 9-11, 1981.1.1
- 181) ダイクレ製品カタログ集
- 182) 住友重機建機株式会社：深礎掘削機 S 265 E パイプクラム, 基礎工 Vol. 14-6, 1986.6
- 183) 前掲 178)
- 184) ~ 185) 加藤 敏：水中基礎の施工, 橋梁と基礎 Vol. 14-8, 1980.8
- 186) 川上圭二他：水中基礎, 橋梁と基礎, Vol. 14-8, 1980.8
- 187), 188) 前掲 184)
- 189) 千田昌平他：拡底掘削機を用いたオーブンケーソン沈設工事, 橋梁と基礎, Vol. 14-9, 1980.9
- 190) 前掲 137)
- 191) 杉山好信他：老松橋の井筒沈下工法, 橋梁と基礎, Vol. 4-5, 1970.5
- 192) 多田宏行他：高倉跨線橋拡幅工事におけるPCウェルの施工と試験, 橋梁と基礎, Vol. 5-8, 1971.8
- 193) 前掲 137)
- 194), 195) 白石俊多：ケーソン工法の進化と現状, 基礎工, Vol. 8-7, 1980.7
- 196) 西山 徹, 伊藤豪誠：無人潜函試験施工の概要, 橋梁と基礎 Vol. 6-9, 1972.6
- 197), 198) 長井 健, 吉田良造：砂レキ層におけるニューマチックケーソン, 橋梁と基礎, Vol. 3-7, 1969.7
- 199) 土井 清：西金大橋の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol. 6-8, 1972.8
- 200) 野間正治, 白川義和：仁淀川河口大橋下部工の施工, 橋梁と基礎, Vol. 11-9, 1977.9
- 201) 野澤太三, 森重龍馬：土木構造物の問題点と対策（第2巻 設計計画編）, 吉井書店
- 202) 日本建設機械化協会：場所打ち杭施工ハンドブック, 技報堂出版
- 203), 204) 青木重雄：深い基礎, 基礎工, Vol. 14-7, 1986.7
- 205) 伴野松次郎：場所打ち杭の選定について, 基礎工, Vol. 7-7, 1979.7
- 206), 207) 前掲 122)
- 208) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説, 基礎構造物, 抵土圧構造物
- 209) 大崎順彦：建築構造講座, 基礎構造, コロナ社
- 210) 倉田, 藤下：砂と粘土の混合土の工学的性質に関する研究, 運輸技研報告, Vol. 111, No. 9, 1961
- 211) 田中治雄：土木技術者のための地質学入門, 山海堂

著　　者　　略　　歴

右　城　　猛（うしろ　たけし）

昭和25年5月22日生

高知県長岡郡本山町古田出身

昭和45年3月　高知工業高等学校土木科卒

昭和52年3月　徳島大学工業短期大学部土木工学科卒

現　　在　　(株)第一コンサルタンツ取締役技術部長

高知県橋梁会理事，高知県技術士会書記

技術士（建設部門，土質及び基礎）

主な研究　(1) 実験データを用いた落石の運動軌跡のシミュレーション

(2) 推定 k_H , k_V のばらつきがくい基礎の設計に与える影響について

(3) 旧橋拡幅における床版打継ぎ工法の問題点と対策

(4) 短杭基礎の設計法に関する一考察

(5) 斜面上の基礎の支持力に関する実験

現　住　所　〒780高知市葛島四丁目10-7　ヨーポ田中1号館

中小橋梁の計画

昭和61年11月15日発行

著　　者　右　城　　猛

発　行　所　(株)第一コンサルタンツ

高知市高須三丁目1-5 TEL 0888(84)1330

印　　刷　(有)本山印刷所
