

鋼橋技術研究会

設計部会 W / G (Dグループ)

調査研究報告書

桁端構造の問題点とインテグラルアバットについて

平成7年5月

目 次

§ 1	はじめに	2
§ 2	検討経緯	4
2-1	検討経緯	4
§ 3	桁端構造の問題点について	6
3-1	伸縮装置	6
3-2	支承	7
3-3	耐震連結装置	13
3-4	防音コンクリート	22
3-5	排水	23
3-6	橋台構造	26
3-7	まとめ	27
§ 4	インテグラルアバットについて	28
4-1	概要	28
4-2	海外資料	29
§ 5	従来橋梁とインテグラルアバットとの比較設計	34
5-1	概要	34
5-2	従来形式の設計	35
5-3	インテグラルアバット形式の設計	36
5-4	従来形式とインテグラルアバット形式の比較	51
5-5	まとめ	54
§ 6	インテグラルアバット実用化に当たっての構造提案	55
§ 7	あとがき	58
	参考文献	59

§ 1 はじめに

設計部会のワーキンググループの1つとして”新しい構造物”という大テーマのもとに本ワーキングが発足した。具体的なテーマ選定に当り、全く新しい構造物の設計、景観設計、未確定な設計法等のテーマごとに資料収集を行い数回のディスカッションを行った結果、現鋼橋の課題となるポイントは伸縮装置、支承、耐震連結装置、排水、防音等のすべてが桁端部に集中していることが明らかになった。それに対して、桁端部のそれぞれの問題点を抽出し議論していった結果、主桁と橋台を結合して課題となる付属物を取り除くのが問題解決になるのではとの方向付けとなった。さらに、勉強会を進めていく中で米国においてはインテグラルアバットと称して橋台と主桁を一体化とし、支承、耐震連結、伸縮装置を排除した橋梁が多数建設され実用に供している事実が明らかになり、日本においても現在さまざまな試みが行われている。本ワーキンググループでは現橋の桁端部の問題点の整理とインテグラルアバットに関する資料ならびに試算を行い、今後の実用化に当たっての一資料になることを目的としたものである。

なお、インテグラルアバットの試設計については鋼技研・上下部一体構造研究会の成果を参考にした。

§ 2 検討経緯

2-1 検討経緯

(1) W/G結成 (H4. 3. 4)

(2) 第1回W/G (H4. 4. 8)

テーマ選定について

1) 新構造形式の設計に関して

- ・全く新しい構造
- ・合成複合構造
- ・プレストレスを利用した構造

2) 既存の構造物の設計法確立

- ・鋼橋の桁端全般にわたっての設計
(橋桁防音コンクリート、アップリスト対策、ノージョイント化)

3) 景観を考慮した構造の設計法

- ・角アール多角断面
- ・化粧板構造

(3) 第2回W/G (H4. 7. 17)

第1回打合せ内容に基づき資料収集を行った。

(4) 第3回W/G (H4. 9. 2)

テーマの方向付けを行った。

1) 桁端構造の問題点の整理と新構造の提案

- 防音コンクリート
- 伸縮装置(ノージョイント)
- 支承
- 耐震連結
- 排水
- 橋台構造

2) 新構造形式の試設計

(5) 第4回W/G (H4. 10. 21)

桁端構造の問題点の整理と新構造の提案について、各グループごとに作業分担を行った。

(6) 第5回W/G (H5. 1. 22)

グループごとの問題点の抽出と討議。

(7) 第6回W/G (H5. 6. 23)

”主桁とパラペットの一体化構造(インテグラルアバット構造)”テーマ決定。

(8) 第7回W/G (H5. 8. 6)

テーマに対する作業分担。

(9) 第8回W/G (H6. 3. 7)

設計条件の決定と作業工程の確認。

(10) 第9回W/G (H6. 4. 18)

従来タイプの橋梁とインテグラルアバット形式の橋梁についての一次試算。

(11) 第10回W/G (H6. 6. 6)

各グループの資料提出。

(12) 第11回W/G (H6. 7. 13)

インテグラルアバットの試算と従来タイプとの比較検討。

(13) 第12回W/G (H6. 9. 9)

報告書のまとめ

§ 3 桁端構造の問題点について

3-1 伸縮装置

1. 問題点

1) 走行性

舗装の摩擦による段差、あるいは伸縮装置自身により、走行車両に不快感を与える。

2) 耐久性

衝撃により伸縮装置自身の耐久性が損なわれ、都市交通のような重交通では、伸縮装置のタイプや施工の良否にもよるが数年から十数年しかもたない。その結果、たび重なる補修や取り替え工事が必要となり、交通渋滞の原因となっている。

3) 騒音・振動

衝撃により騒音や振動を発生し、付近住民の生活に影響を与える。

4) 漏水

支承や桁端部の腐食の原因となる。また橋台や橋脚のよごれの原因ともなる。

2. 現状

1) 走行性

伸縮装置そのものの改良では限界があり、決め手はない。しかし、多径間連続化についての研究が進められており、伸縮装置の箇所数を少なくしようと試みられている。

また、供用中の高架橋では、小スパンの直線橋に限られるが、ノージョイント化への研究が進められ、実施工に移されている。

2) 耐久性

改良等繰り返されているが、現時点決め手になるものはない。

都市高速では、取り替えることを前提とした構造を採用している。

3) 騒音・振動

伸縮装置そのものの改良では限界がある。

一部の高速道路で、端対傾構をコンクリートで巻く構造（防音コンクリート）があり、桁端部の剛性を高めることにより騒音・振動をおさえているものがある。

4) 漏水

非排水形式が一般的となっているが、その構造そのものに問題発生（はみだし、変形、剥離、排水樋の破損）があるため、改良が繰り返されている。

3. 今後の方向

1) 多径間連続により、箇所数を少なくする。

2) 供用中のものについては、ノージョイント化。

3) 非排水構造の改良

4) 積極排水構造の開発——橋梁端部構造（橋台、支承、桁端）の変更

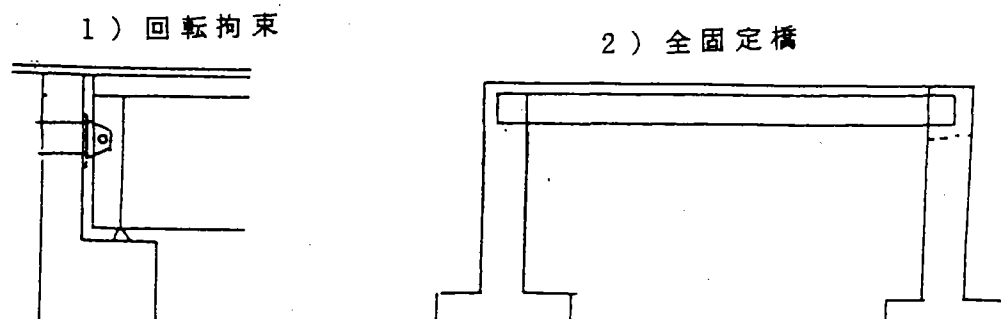
5) 全固定橋

4. 新構造の提案（検討テーマ案）

伸縮装置は、橋梁本来の機能からすると2次的なものであるにもかかわらず、上記のように維持管理上の大きな問題となっている。省略する方向の検討が有用と思われる。

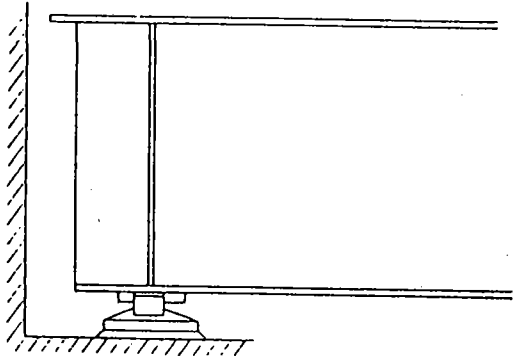
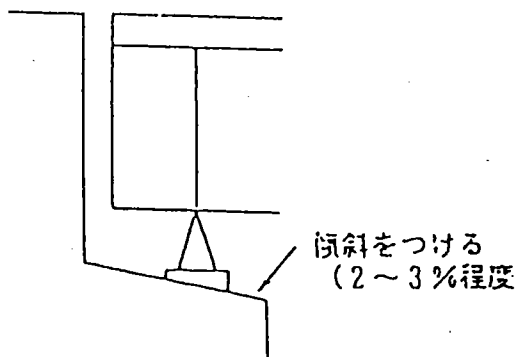
1) 回転拘束 端固定支点部の回転を拘束しノージョイント化

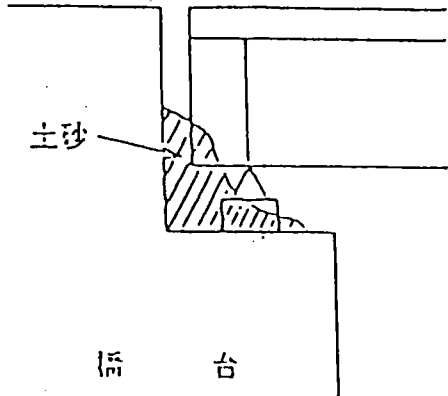
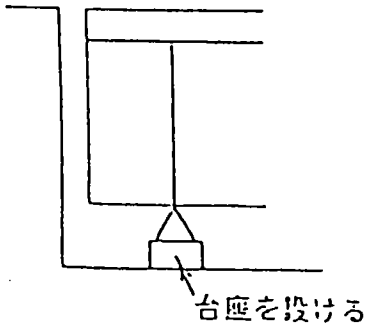
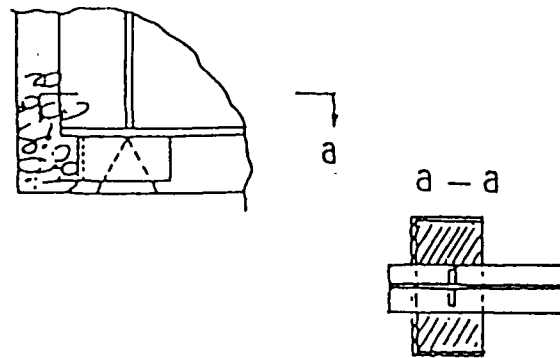
2) 全固定橋 上下部一体構造（支承も省略）

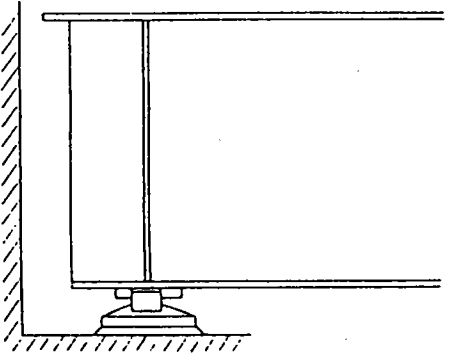
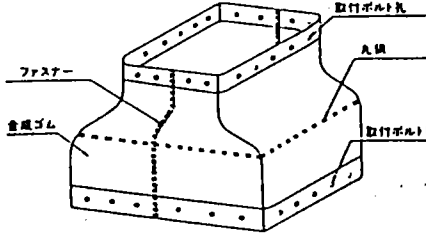
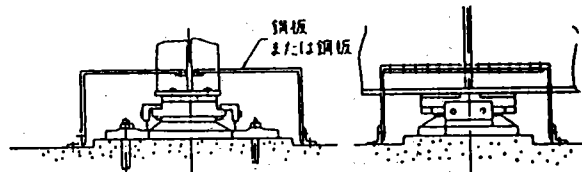
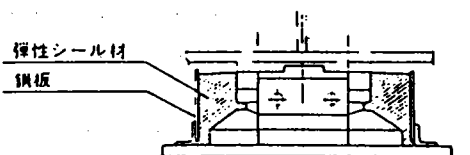


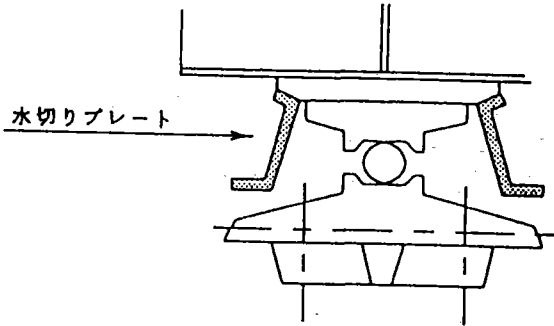
3 - 2 支承

1. 防錆, 防塵対策

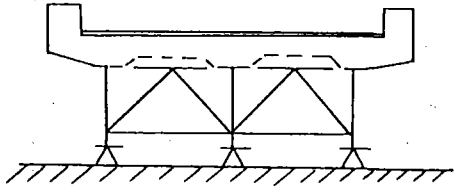
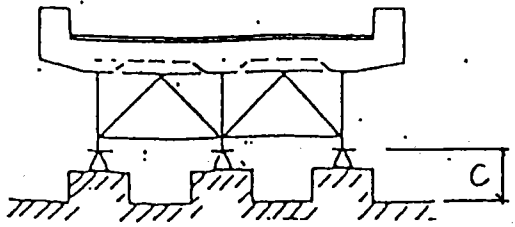
現 状	問 題 点	今 後 の 方 向
	<p>・通風性が悪く乾燥しにくいことから湿潤状態が続く。その結果錆の発生より部材の劣化が生じる。</p>	<p>(1) 沓座面に排水勾配をつける。</p>  <p>(2) 熔融亜鉛メッキとする。</p> <p>(3) 重防食塗装とする。</p> <p>(4) 下塗り回数を1~2回増す。</p>

現 状	問 題 点	今 後 の 方 向
 <p>土砂</p> <p>橋台</p>	<p>・ 支承まわりに土砂が堆積し腐食が促進する。</p>	<p>(1) 台座を設置する。</p>  <p>台座を投げる</p> <p>(2) 土砂堆積防止のカバープレートを設置する。</p>  <p>a - a</p>

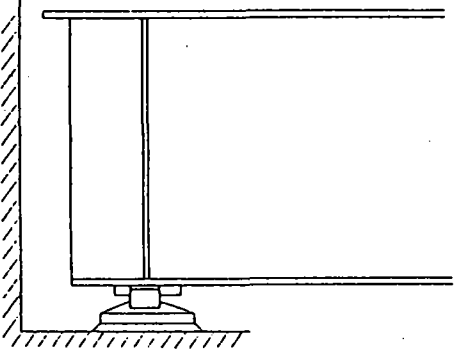
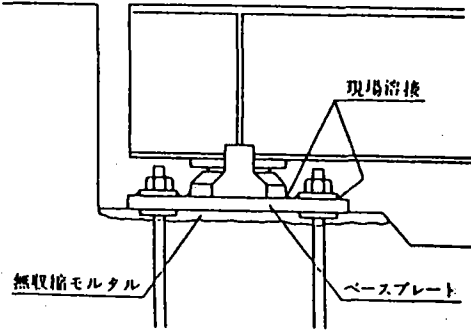
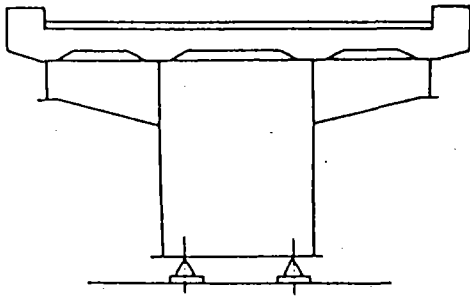
現 状	問 題 点	今 後 の 方 向
	<p>・防食上の環境が悪く塵埃がたまり易い。</p>	<p>(1)合成ゴムを用いてカバーする。</p>  <p>(2)鋼板を加工してカバーする。</p>  <p>(3)シール材で埋める。</p> 

現 状	問 題 点	今 後 の 方 向
		<p>(4)水切りプレートを設置する。</p> 

2. 維持管理対策

現 状	問 題 点	今 後 の 方 向
	<p>・桁下と下部工天端の空間が狭く突発的な問題に対して対応が困難である。</p>	<p>(1) 支承に台座を設置し補修作業の空間を設ける。</p>  <p>$C > 350$ (金反桁) $C > 500$ (箱桁)</p>

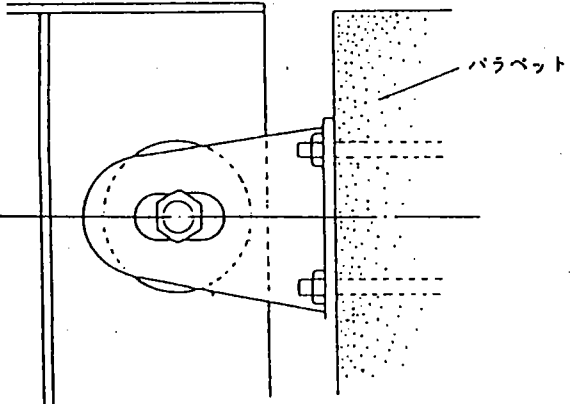
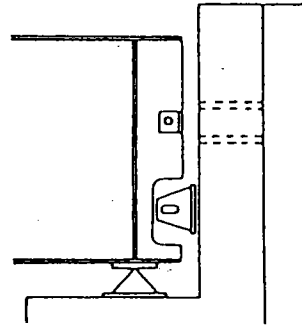
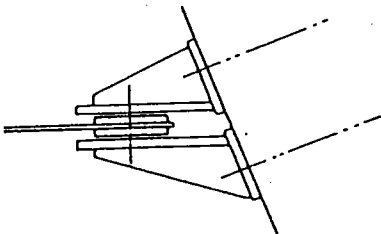
3. 設計段階での対策

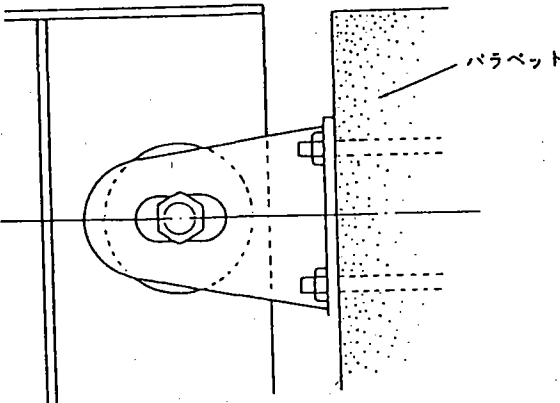
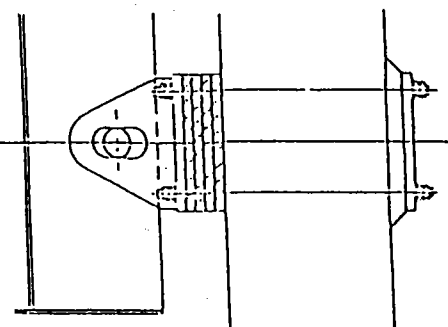
現 状	問 題 点	今 後 の 方 向
	<ul style="list-style-type: none"> ・地震地盤移動により下部工が移動する場合対応が困難である。 ・施工誤差等による支承の設置高さの違いの影響で支点反力が変わる可能性がある。 ・部材をモデル化し解析を行っているがモデルと実構造物に差があり正確な支点反力の計算が困難な場合がある。 	<p>(1) 支承にベースプレートを設定して移動に対応を可能にする。</p>  <p>(1) 一支承線上同一支承を使用する。</p> 

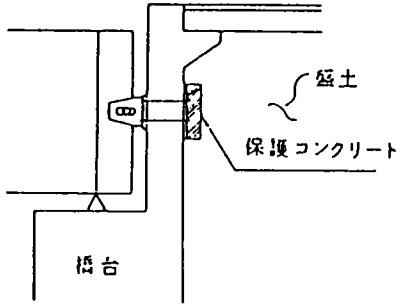
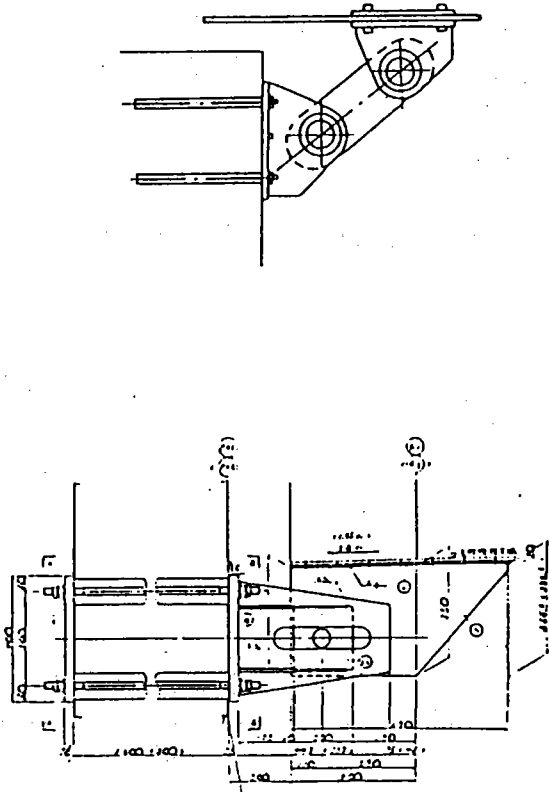
3-3 耐震連結装置

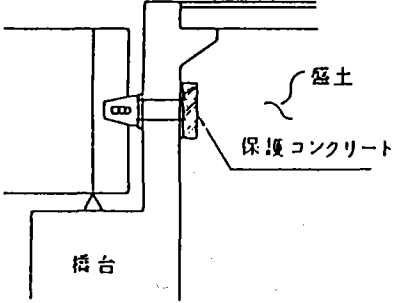
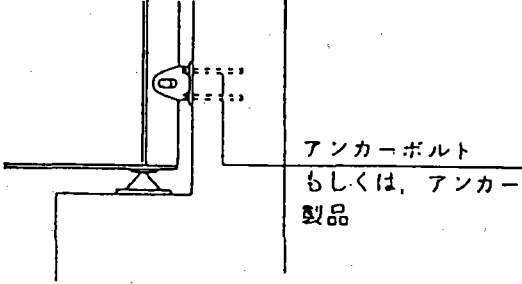
1. 新設橋の構造例

(1) 桁と下部構造を連結する構造

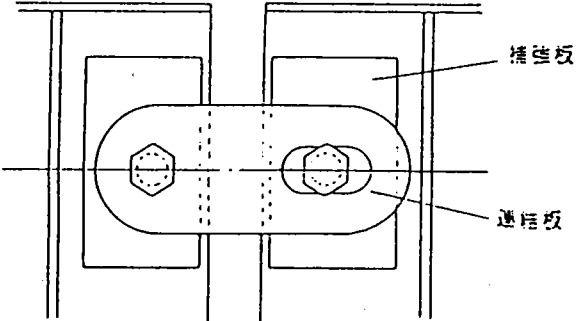
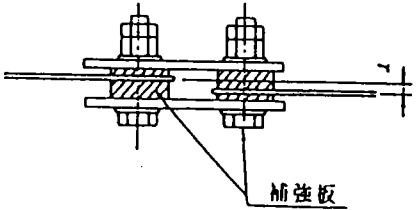
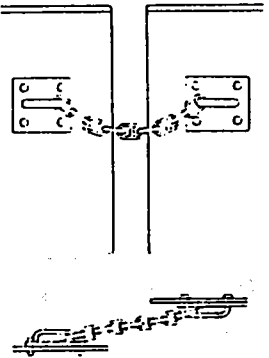
現 状	問 題 点	今 後 の 方 向
 <p>パラベット</p>	<p>(1) 架設の障害となりやすい。</p>	<p>(1) 桁端部に切欠きを設け架設を容易にする。</p>  <p>(2) 連結装置を分割する。</p> 

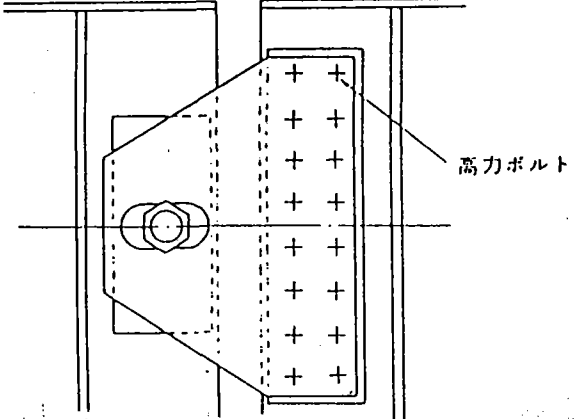
現 状	問 題 点	今 後 の 方 向
 <p>パラベット</p>	<p>(2) 下部上の出来形精度の影響を受け易い。</p>	<p>(1) フィラープレートを設置して移動可能にする。</p>  <p>(2) 現地測定値を反映させて連結板の孔加工を行う。</p>

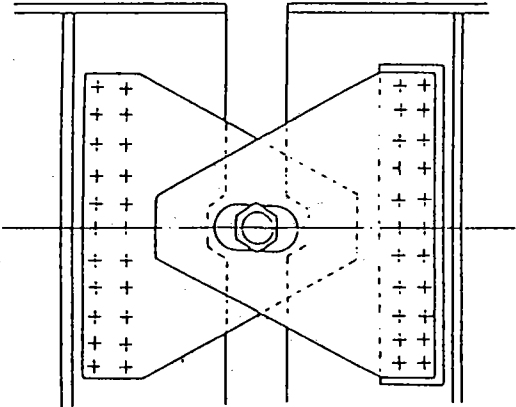
現 状	問 題 点	今 後 の 方 向
 <p>橋台</p> <p>盛土</p> <p>保護コンクリート</p>	<p>(3)高い位置に設置すればパラベット断面の検討が必要となる。</p>	<p>(1)取付位置を変更する。</p> 

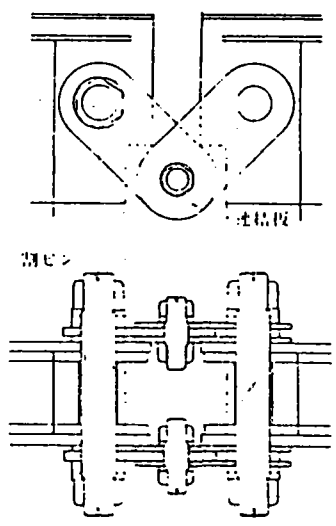
現 状	問 題 点	今 後 の 方 向
 <p>盛土 保護コンクリート 橋台</p>	<p>(4)アバットの裏込めが取付後となる。</p>	<p>(1)下部工と工程調整を行う。</p> <p>(2)アンカーボルトを埋込方式とする。</p>  <p>アンカーボルト もしくは、アンカー 製品</p>

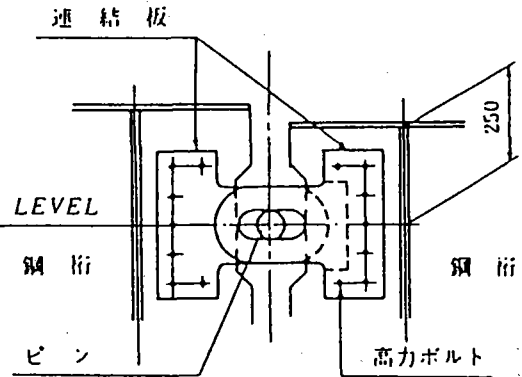
(2) 桁を相互に連結する構造

現 状	問 題 点	今 後 の 方 向
 <p>補強板</p> <p>連結板</p>	<p>(1) 取付位置で腹板のずれがある場合対応が必要である。</p>	<p>(1) 補強板の厚さで調整する。</p>  <p>補強板</p> <p>(2) チェーンによる連結とする。</p> 

現 状	問 題 点	今 後 の 方 向
 <p>The diagram shows a cross-section of a bolted joint. A bolt is shown on the left, passing through a flange and a plate. On the right, a plate is shown with a grid of 12 '+' symbols representing bolt locations. A label '高力ボルト' (High-strength bolt) points to the bolt. A dashed line indicates the bolt's path through the flange and plate.</p>	<p>(1)取付用H. T. Bが長くなる。</p>	

現 状	問 題 点	今 後 の 方 向
 <p>The diagram shows a cross-section of a structural joint. Two vertical reinforcement plates are positioned on either side of a central hole. The plates are connected to a horizontal member above. The central hole is surrounded by a circular reinforcement. The drawing uses solid lines for the main structure and dashed lines for the reinforcement plates. A horizontal line passes through the center of the hole.</p>	<p>(1) 取付用 H、T、B が長くなる。</p> <p>(2) 補強板の板厚が厚くなる。</p>	

現 状	問 題 点	今 後 の 方 向
 <p>連結板</p> <p>調整</p>	<p>(1) 連結板と補強板のすき間の確保が困難であり、防音の問題が生じる。</p>	<p>(1) グライドプレートを設置する。</p>

現 状	問 題 点	今 後 の 方 向
 <p>連結板</p> <p>LEVEL</p> <p>鋼桁</p> <p>ピン</p> <p>高力ボルト</p> <p>250</p>	<p>(1) 取付用 H. T. B が長くなる。</p> <p>(2) 調整板の板厚が厚くなる。</p>	

3-4 防音コンクリート

1. 現状・問題点

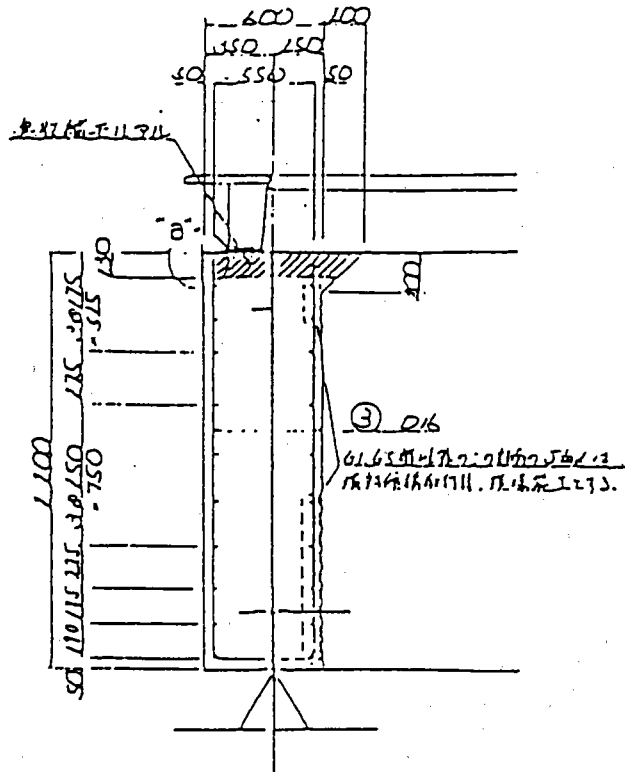
一部の高速道路において、架け違部から発生する騒音や振動を軽減する目的から、端対傾構をコンクリートで巻きだてる構造が採用されている。しかし、そのための十分な検討が行われておられないため、実際の施工に当たっては製作・現地施工においてもかなりの苦勞をしいられる結果となっている。

2. 今後の方向

架け違部から発生する騒音や振動を軽減する目的から、伸縮装置の研究とともに、防音コンクリート構造の検討も進める必要がある。現在採用されている構造は、橋梁本体の構造は変更せずに行われており、型枠の設置やコンクリートの打設に対する検討が十分でない。橋梁端部構造の変更も含め、検討を進める必要がある。

3. 新構造の提案（検討テーマ案）

- ・端対傾構兼用のコンクリート充填横桁



3-5 排水装置

1. 問題点

排水装置、特に桁端についての問題点としては「流末の処理」に限定することができる。具体的には以下となる。

- 1) 桁端付近に排水枡を設けて伸縮装置への流入を極力減らす。
- 2) 下部工との接続点は、受け枡を設置して上下の縁を切る（または排水性、保全性のよい伸縮管を用いる。）
- 3) 河川などへ垂れ流し排水の場合は桁や支承への飛散を防止する。
- 4) 排水タイプの伸縮装置は雨水を排水管に導く。
- 5) 防水層上に滞留する浸透水については桁端に排水孔を設けて処理する。
- 6) 桁端（箱桁内部）の水抜き。

2. 現状

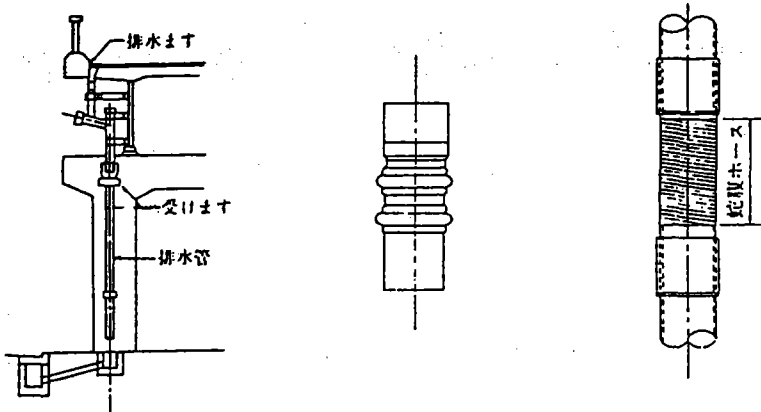
上記の問題点はよく知られているが、物件ごとに対応が異なり統一的な構造は確立されていない。また、他部位（橋台、伸縮装置、桁など）との関連があり単独での構造変更が行いにくい。

3. 今後の方向

- ・ 桁端での水の流れを把握し、関連する他部位との取り合い構造を検討し提案する。
- ・ 特に景観に配慮して検討する必要がある。

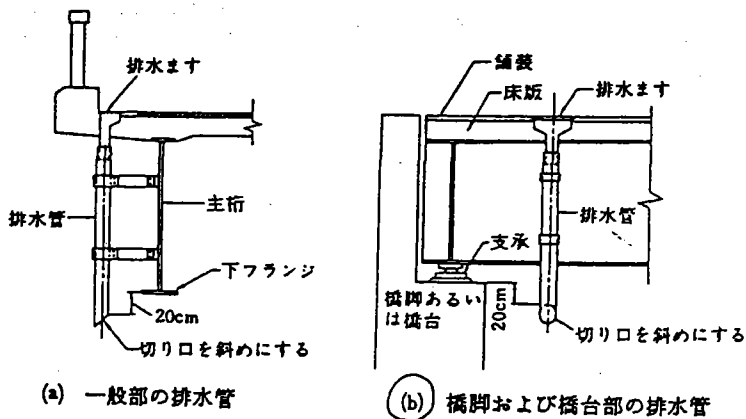
伸縮装置の近くには排水ますを設けて伸縮装置への流入量を極力減ずるなどの配慮が望ましい。また、縦断勾配の凹となる区間の中心に伸縮装置が設置される場合には、その両側に1.5 m程度離して排水ますを設置するとよい。

伸縮装置への流入を極力減らす



受け枡を設置して上下の縁を切る

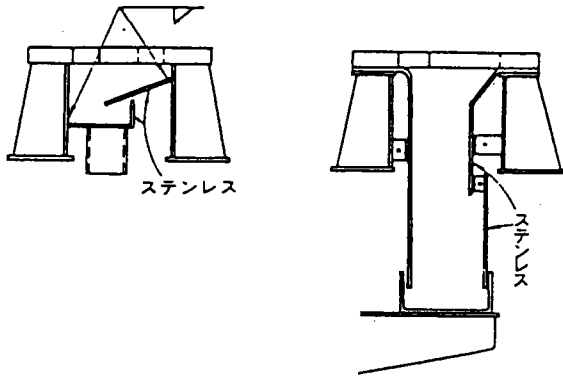
排水性、保全性の良い伸縮管の使用



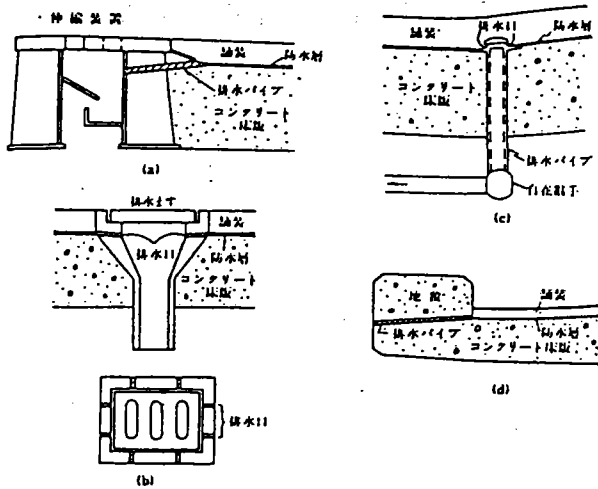
(a) 一般部の排水管

(b) 橋脚および橋台部の排水管

桁や支承への飛散を防止



排水タイプの伸縮装置は雨水を排水管に導く



防水層上に滞留する浸透水の処理

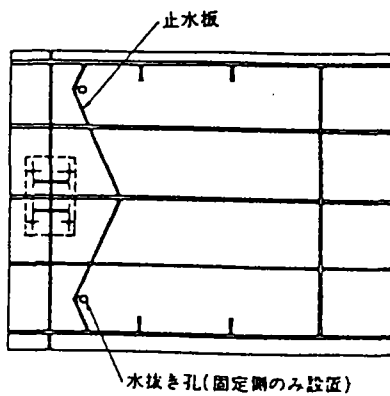


図-2.11 箱桁の水抜き

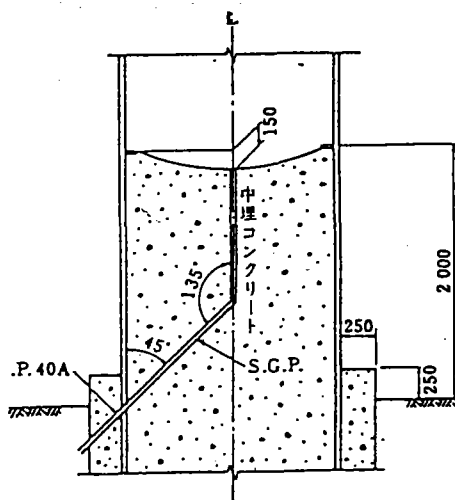


図-2.12 脚柱の水抜き

桁端（箱桁内部）の水抜き

3-6 橋台

1. 問題点

- 1) 作業空間の確保
支承の維持補修等の作業のための作業空間を確保する必要がある。
- 2) 沓座面の排水性
雨水により橋台の汚れおよび沓座面に滞水することにより支承の機能が損なわれる。
- 3) 伸縮装置の上下せん断ずれ
パラペット側と桁側でフィンガーに段差が生じ、桁およびパラペットに衝撃が加わる。
- 4) 橋台の側方移動
橋台の側方移動により、支承、伸縮装置が破損するなどの被害がある。

2. 現状

- 1) 作業空間の確保
桁遊間は50mm～150mm程度が一般的であり作業を行う空間的余裕はない。作業空間を確保するための構造（形状）が提案されている。
- 2) 沓座面の排水性
近年、沓座面に排水勾配を設けた橋台が建設されるようになってきた（滞水防止）。さらに雨水を橋台側面に垂れ流さないように排水機能を備えたものも提案されている。（景観上の配慮）。
- 3) 伸縮装置の上下せん断ずれ
伸縮装置の構造改良では限界がある。多径間連続化、ノージョイント化などにより影響を軽減できる。
- 4) 橋台の側方移動
下部工の設計時の対応に負うところが大きい。発生により、支承・伸縮装置が破損したり、パラペットおよび桁に異状な力が作用する。

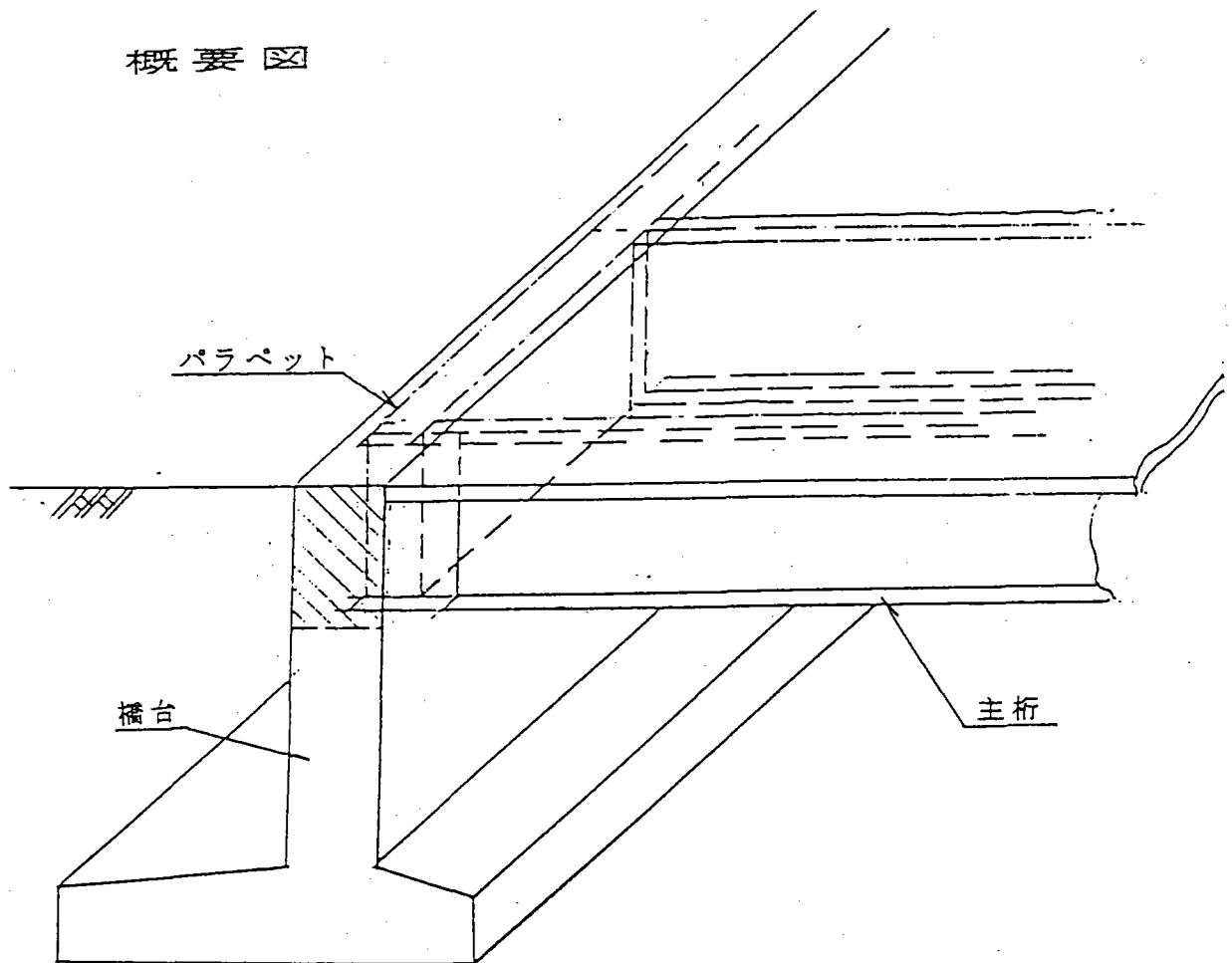
3. 今後の方向

- ・パラペットおよび桁端部の形状工夫
- ・桁端の作業空間を通路として兼用する（下部工検査路が必要）。
- ・橋台（橋脚）付き排水管など景観の面からのおさめ方の工夫。
- ・新構造として
 - ① 大地震時に桁が橋台に衝突した場合に橋台パラペットの上部が裏込め土側に移動可能な構造（ロックオフ橋台）
 - ② ノージョイント化の一種として、橋台と鋼桁を合成させた一体構造とする。

従来の橋梁の概念では主桁と橋台基礎とは別の構造物であり、縁の切れた境界部には伸縮装置、支承、耐震連結装置等付属物を設置する。しかし、その桁端構造物は維持管理、車の走行性、騒音等の問題が山積みしており、我々橋梁技術者への大きな課題となっている。

前述の問題点をクリアーする方法の1つとして上部工と下部工の境界をはずすこと、すなわち付属物を省略して主桁とパラペットを一体とすることが合理的な対策案と考えた。

概要図



ワーキングを進めていく中で上下部一体構造の以下に示す検討及び施工側が、国内外でも使われているのが分かった。

- 1) 鋼技研・上下部一体構造研究会
- 2) アメリカにおけるインテグラルアバットの施工側
- 3) 日本道路公団における研究開発

本ワーキンググループとしては、上記事例の資料収集とその内容検討を行い。それをベースに概略試設計を行い従来形式との比較検討ならびにコスト的な把握を行いその合理性についての検討を行った。

§ 4 インテグラルアバットについて

4-1 概要

橋梁において、支承および伸縮装置は、一般的に必要不可欠な付属物とされてきた。支承および伸縮装置は、橋梁の温度変化に伴う移動、活荷重等によって生ずる主桁のたわみによる回転などを吸収するために設置されている。

しかし、支承は、機械部品のような高精度の製作加工が要求され一般に高価である。また陰湿な設置環境にあって腐食などその機能を適切に維持する管理上の問題が生じている。伸縮装置は、車輛の輪荷重を直接受けるため損傷が激しく、伸縮装置の種類や施工の良否にもよるが数年から十数年しかもたない。

その結果、様々な問題を誘発している。例えば、走行車輛に対する不快感、騒音や振動による付近住民への影響、漏水による支承、桁端部および橋台の腐食、汚れの誘発がある。さらには、たび重なる補修や取替工事が必要になり交通渋滞の原因となっている。このような状況のもと、支承および伸縮装置そのものの構造、使用材料の面で改良が繰り返されているが限界があり、現時点で決め手となるものはない。

以上の理由により、安価な建設費用および維持費用が実現可能なものとして、伸縮装置および支承をもたないインテグラルアバット橋梁がアメリカ合衆国において使用されてきた。

インテグラルアバットは、橋梁上部工と橋台および基礎杭を結合するものであり、その概要を図-1に示す。

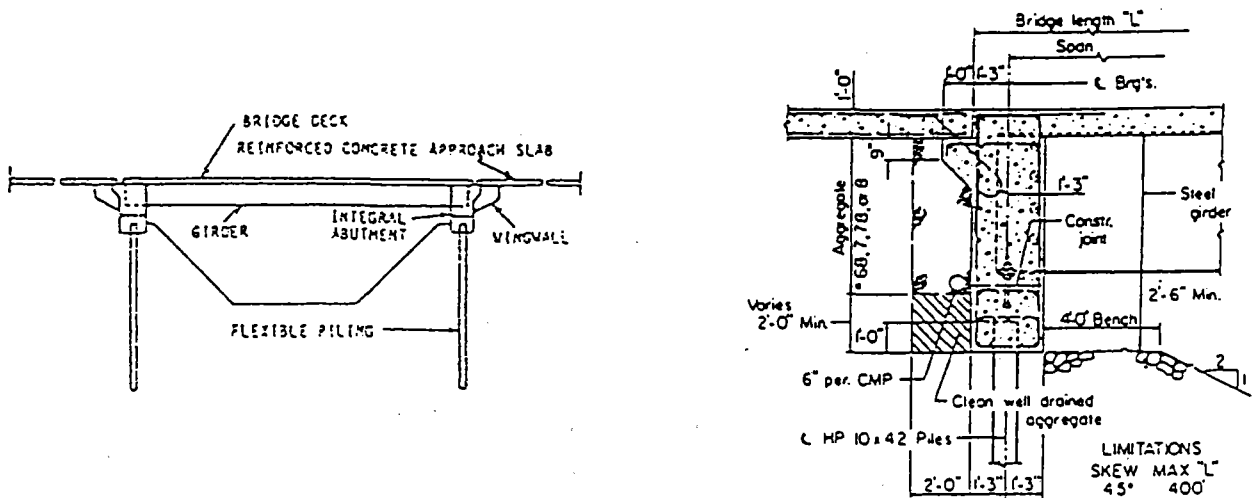


図-1 インテグラルアバット概要

この橋台は、回転に対して自由になるよう橋軸直角方向に単列の垂直杭によって支持されている。そして、従来から用いられている伸縮継手を省略しているために橋梁と土工との相対変位をいかに橋台背面で分散させるかが問題となるが、踏掛版が橋台にヒンジ結合されていて、これが温度による桁の伸縮に従って背面盛土上を動くものである。

4 - 2 海外資料

1. アメリカ合衆国における現状

(1) 建設状況

カンサス、ミズーリ、オハイオ、ノースダコタおよびテネシーの各州は杭基礎に対し橋梁構造を結合させたインテグラルアバットを早くから採用してきた。

1983年、州の高速道路局、地方建設局および連邦高速道路管理局などにアンケート調査の結果、一体橋台を採用しているのは29州、採用していないのは23州であった。採用の多い州の建設状況は以下のとおりである。

テネシー州	300 (鋼橋)、700 (コンクリート橋)
ミズーリ州	40 (鋼橋)、100 (コンクリート・PC橋)
ノースダコタ州	300 (大部分がコンクリート橋)

また、インテグラルアバットを採用していない州の回答および使用を敬遠する理由については、それぞれ以下のとおりである。

1) インテグラルアバットを採用していない理由

- ① インテグラルアバットの使用に関して計画がない。(14州)
- ② 橋台に桁端部を固定する可能性について考えた事がない。(5州)
- ③ 過去にインテグラルアバットを施工したが現在用いていない。(3州)
- ④ インテグラルアバットの可能性を検討中である。(1州)

2) インテグラルアバットを敬遠する理由

- ① 橋台の背面壁と路体の間にすき間ができる可能性がある。(2州)
- ② 基礎構造の荷重が増加する。(1州)
- ③ 橋梁端部で路面の障害が細かく広がる可能性がある。(1州)
- ④ 挙動を予測する合理的な方法に欠ける。(1州)
- ⑤ 踏掛板に応力が付加される可能性がある。(1州)
- ⑥ 構造端部の回転と収縮のため橋台の背面部にひび割れを生じる。(2州)

(2) インテグラルアバットの実態

アンケート調査によれば、伸縮装置を使用しない方法として、インテグラルアバットを採用している州は、その性能に非常に満足している。伸縮装置をなくすことによって生じる二次的な応力による問題より、伸縮装置を使用することによって生じる橋梁の維持補修上の問題が大きなものであるという認識があり、インテグラルアバットの採用を正当化している。

インテグラルアバットに生じた不具合、適用上の制約条件および建設と維持に関する問題について以下に述べる。

1) インテグラルアバットに発生した不具合

- ① 背面へ橋台が押し込まれ区体に亀裂が生じた。
- ② 裏込め材に亀裂が生じ段差が生じた。
- ③ 踏掛版が路面上方にもち上がった。
- ④ 床版、端横桁、ウイングに亀裂が生じた。

2) インテグラルアバット採用に関する制約条件

- ① 比較的短い橋梁にしか適用できない。
- ② 杭基礎形式の橋台にしか適用できない。
- ③ 場所打ち杭が使用できない。
- ④ 通常より長い踏掛版が必要となる
- ⑤ 橋台前面盛土のためクレーンが近くに寄れない。
- ⑥ 橋台盛土を行った後にしか桁を架けられない。

3) インテグラルアバットの建設と維持に関する問題点

- ① ポステンPC橋の場合、長いウイングが背面土留のために必要となる。
- ② 背面材料の適当な締め固めは必要である。
- ③ 橋梁端部の排水への十分な考慮は必要である。
- ④ ウイング部コンクリートはポステンPC橋の場合、プレストレッシングが終了してから打設されなければならない。
- ⑤ プレストレッシングの後、弾性収縮の影響は、特に短いスパンの橋梁については十分考慮されなければならない。
- ⑥ 杭の適正な配置は、通常の橋台よりもより注意されなければならない。
- ⑦ ウイングはひび割れを防止するため、より大きな荷重に対して設計されなければならない。
- ⑧ 適当な圧力除去のジョイントは、橋台の機能を妨げることを避けるためアプローチの舗装部分に設けられるべきである。
- ⑨ 杭の負の周面摩擦力の可能性は、設計の中で考慮されなければならない。
- ⑩ きつい斜角を持つ広幅員の橋梁はダイアフラムとウイングから橋台の結合部の強化を含む特別な配慮を要する。

(3) インテグラルアバット橋の橋長制限値

インテグラルアバット橋は、上部構造が伸縮するのに応じて橋台やこれを支持する基礎工が自由に変位する必要があるため許容される橋長は当初短いものであった。しかし、結合部分の構造詳細の充実とともに増加し、限界に対する科学的理論や経験的な研究はないが、現状における最長は、コンクリート橋で927 feet(282m)、鋼橋で416 feet(127m)である。最近の調査による各州におけるインテグラルアバット橋の橋長の制限は以下のとおりである。

橋長 feet(m)	州の数		
	鋼橋	コンクリート橋	PC橋
800 (243.84)		1	1
500 (152.4)		1	2
450 (137.16)		1	3
400 (121.92)	2	3	4
350 (106.68)	1	3	1
300 (91.44)	8	8	8
250 (76.2)	2	1	
200 (60.96)	5	1	2
150 (45.72)	1		
100 (30.48)		1	

要約すれば、次に示す制限長の範囲と考えられる。

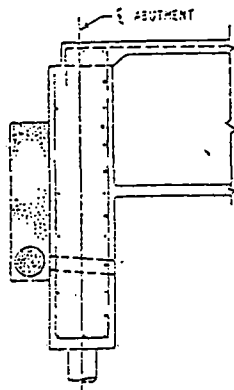
	制限長
鋼橋	200～300フィート(60.96～91.44m)
コンクリート橋	300～400フィート(91.44～121.92m)
PC橋	300～450フィート(91.44～137.16m)

2. アメリカ合衆国の実績

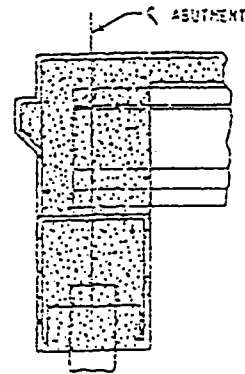
インテグラルアバットは不静定構造物であるため、温度変化や不同沈下などによる二次的な力の影響および土圧の影響など不明な点が多い。これらの不明確さを解消するために、各州において様々に工夫されたインテグラルアバットが使用されている。以下その概要について述べる。

(1) インテグラルアバット

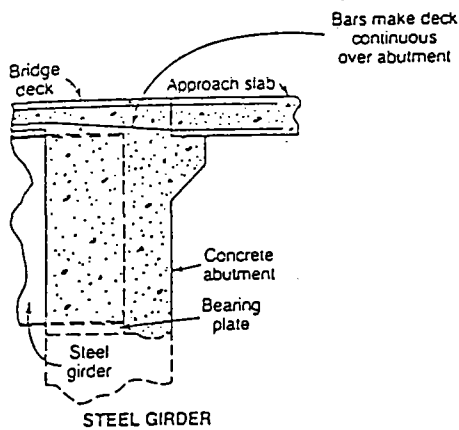
図-2にインテグラルアバットの詳細図を示す。橋台の中へ伸びた橋軸直角方向に単列の垂直杭（フレキシブルな杭）により支持された形式である。美観に優れ、建設費および維持費が安価である。この形式では、桁端部との結合は垂直方向と横断方向の補強鉄筋により確保され、温度応力が剛結部を通して下部構造に伝達される。橋台、床版は鉄筋により一体となっている。



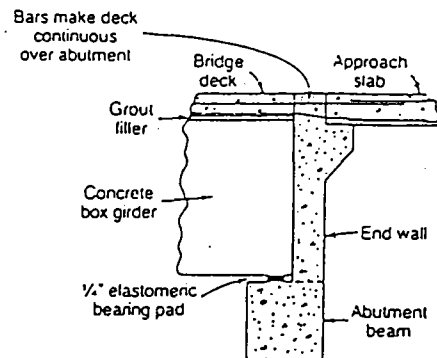
(a)カリフォルニア



(b)ミズーリ



(c)テネシー



(d)テネシー

図-2 インテグラルアバット詳細図

(2) セミインテグラルアバット

インテグラルアバットの構造的な特徴である基礎工の柔らかさを実現させるため擬似的にインテグラルアバットを実現させたもの。杭に対する回転変位の伝達を最小にするためせっけいされ、回転は一般的に、橋台の中に作られた水平面のフレキシブル支承を使うことにより作動する。桁端での回転を許すことは、一般的に横荷重を減ずる働きをする。図-3にその詳細図を示す。

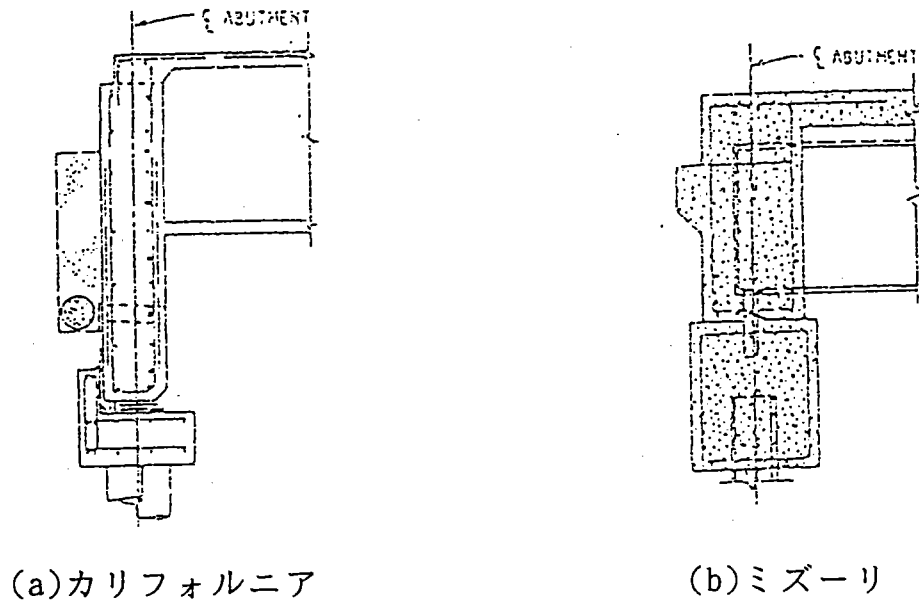


図-3 セミインテグラルアバット詳細図

(3) ヒンジを有するインテグラルアバット

橋台の下端にヒンジを設置し、不当な変位および上部構造の伸縮に対応する。図-4にその詳細図を示す。

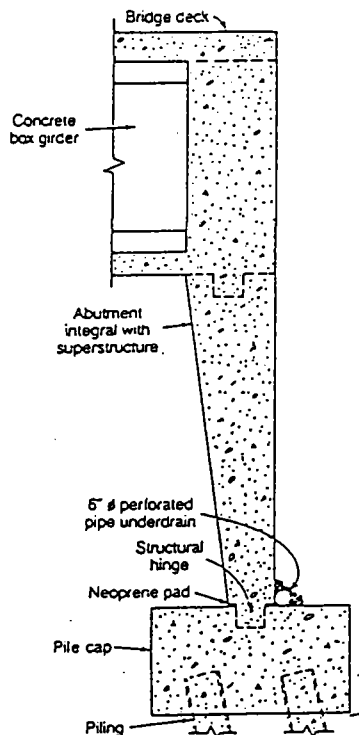


図-4 ヒンジを有するインテグラルアバット

(4) 土圧軽減システムを持つインテグラルアバット

変位を吸収する弾性材を数インチの暑さで橋台の背面壁の後ろに配置。その後ろには1枚のコルゲートメタルがある。メカニズムは橋台に作用する受動土圧を減らし、基礎構造物を建設する際できる空隙を減らす助けをする。図-5にその詳細図を示す。

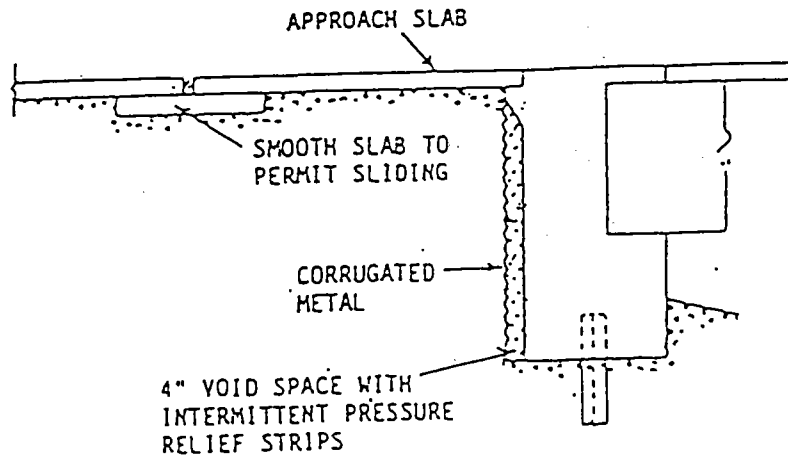


図-5 土圧軽減システムを持つインテグラルアバット

(5) アプローチスラブの下に空間のあるインテグラルアバット

温度変化による水平変位を容認し橋台天端を上部構造の伸縮にあわせてある程度動けるように考えたもの。空隙の多い裏込め材料を用い、転圧は行わない。図-6にその詳細図を示す。

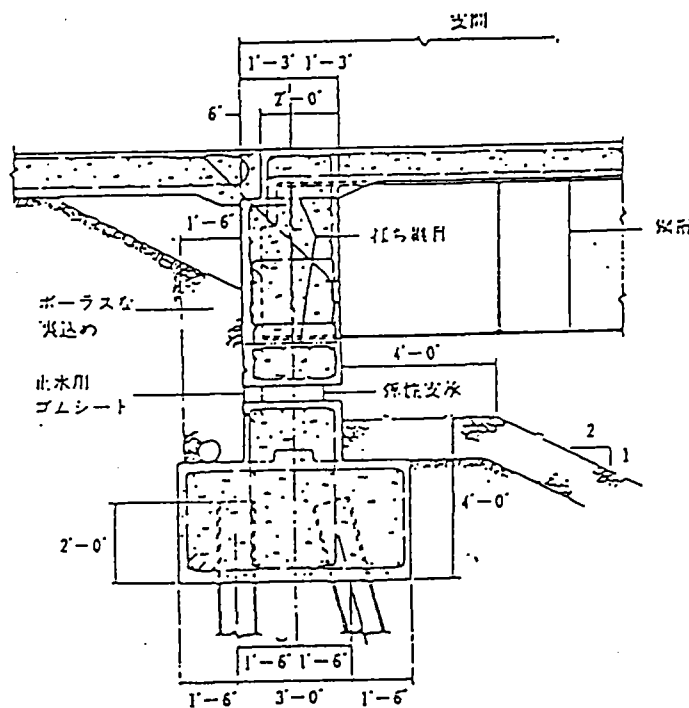


図-6 アプローチスラブの下に空間のあるインテグラルアバット

§ 5 従来構造とインテグラルアバットとの比較設計

5-1 概要

桁端問題を解決する方法の一つとして、インテグラルアバットに至った経緯については既に述べた通りである。ここでは、インテグラルアバットとした場合に従来の形式に比較して、どのような差異があるのか、またどのような問題が発生するのかを考えるために、それぞれの形式について同じ条件下で比較概略設計を行うこととした。設計条件は下に示す通りである。

今回の比較設計は第一段階の検討であるので、モデルはできるだけ単純なものを設定することとした。また、支間長や幅員構成については一般的と考えられるものを選択した。

橋台は、両設計モデルともに逆T式橋台とし、建設省標準設計より適当なものを選択しモデルとした。インテグラルアバットとする場合は、地震力に対してはラーメン構造として抵抗するものと考えられ、橋台構造は大きく変わるものと想定されるが、今回はそこまでの検討は行っていない。

インテグラルアバットとする場合の上部工と橋台との剛結時期は、「鋼技研・上下部一体構造研究部会」の研究成果に習い、床版打設後とした。

設計条件	上部工	非合成単純桁
	下部工	逆T式橋台、直接基礎
	支間長	40 m
	幅員	車道 8.0 m, 歩道 2 x 3.0 m
	斜角	90度
	活荷重	B活荷重
	床版厚係数	1.2
	舗装厚	車道 70 mm, 歩道 30 mm
	設計震度	$K_h = 0.2$

5-2 従来形式の設計

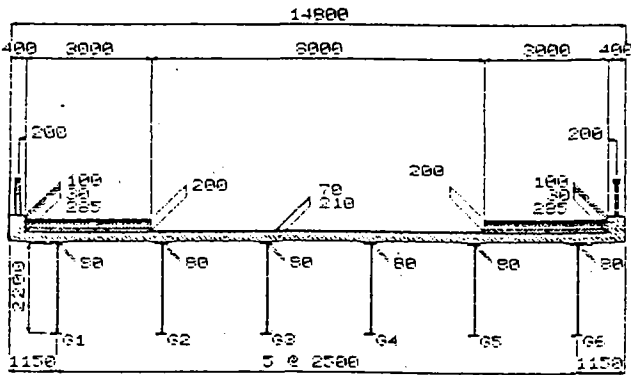
前項で設定した設計条件により、従来形式の設計を上部工および下部工について行う。設計方法は従来の手法、すなわち上部工・下部工をそれぞれ単独にモデル化し骨組解析を行った。

1. 解析モデル

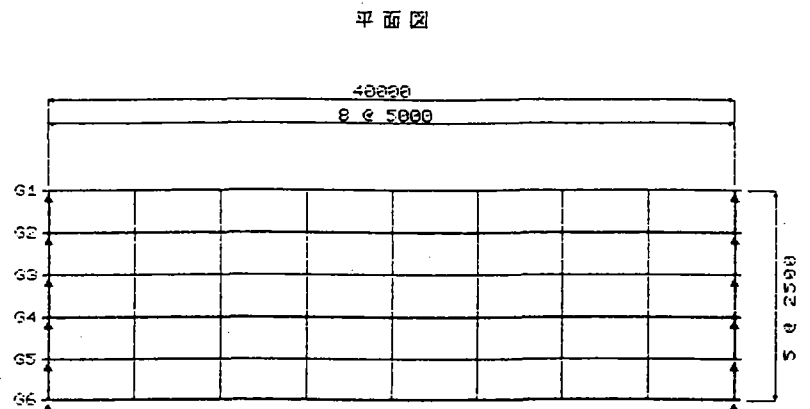
(1) 上部工

上部工の解析モデルは横桁剛性を無視した1-0分配法による単純梁として解析した。

・ 横断面形状データ (mm)

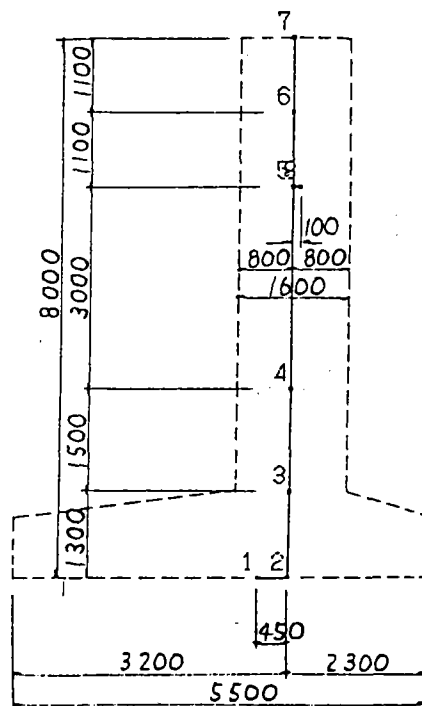


3. 主桁基本データ (その1)



(2) 下部工

下部工の解析モデルは基礎地盤および橋台背面 (受圧側) にバネを考慮した片持ち梁として解析した。



5-3. インテグラルアバット形式の設計

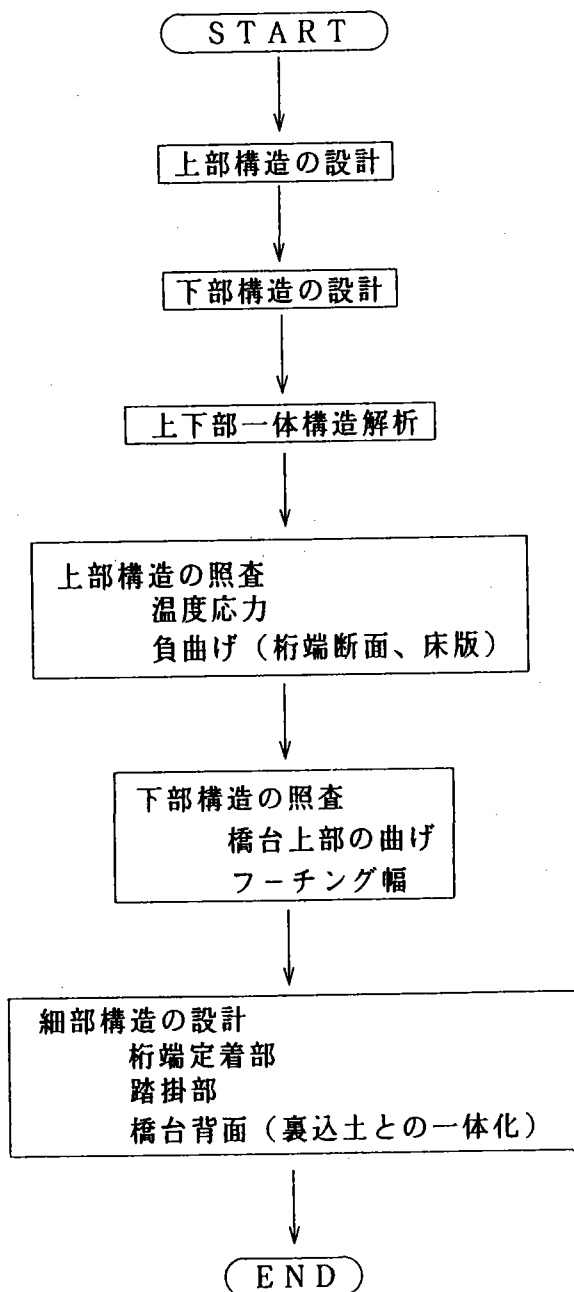
従来形式と設計条件の等しい構造系において、桁端を橋台に埋め込んだインテグラルアバット形式の設計を行う。

1. 断面力の算出

(1) インテグラルアバット形式の設計方法

インテグラルアバット形式の断面力の算出は「鋼橋技術研究会・上下部一体構造研究部会」の研究成果を準用して行った。インテグラルアバット形式の設計フロー、施工ステップ、および構造解析モデルを以降に示す。

1) インテグラルアバットの設計フロー



2) 施工ステップ

表 5.3.1 に示すような施工ステップを想定する。

橋台の上に通常の工法により橋桁が架設された状態を死荷重完成系とする。

ただし、桁端はまだ橋台に埋め込まれていないとする。よって桁は、一端固定、他端可動（回転は両端とも自由）の通常の単純桁である。この系に計算の便宜上舗装も含めた全ての死荷重を載荷する。また、裏込土は土圧として載荷する。

死荷重以降の荷重としては、活荷重、温度、地震等が考えられるがこれらは、桁端埋込後の上下部一体構造に載荷する。

裏込土については、大別して、

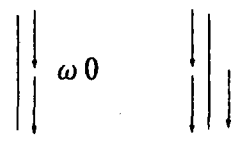

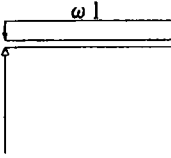
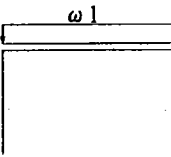
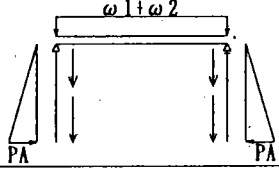
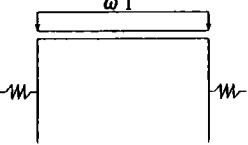
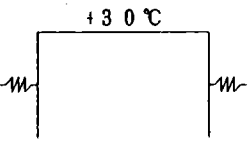
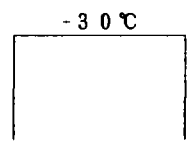
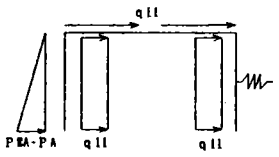
1) 土圧として載荷する（荷重として扱う）

2) 水平バネとしてモデル化する（部材として扱う）

の2通りの考え方ができるが、いずれにしても橋台背面に負反力が生ずることは現実的でないので主働側は土圧、受働側はバネとして扱うことが妥当と考えられる。また、地震時の土圧は、常時土圧と地震時土圧が二重載荷とならないよう注意を要する。

表 5.3.1 上下部一体橋梁の施工ステップと構造解析モデル

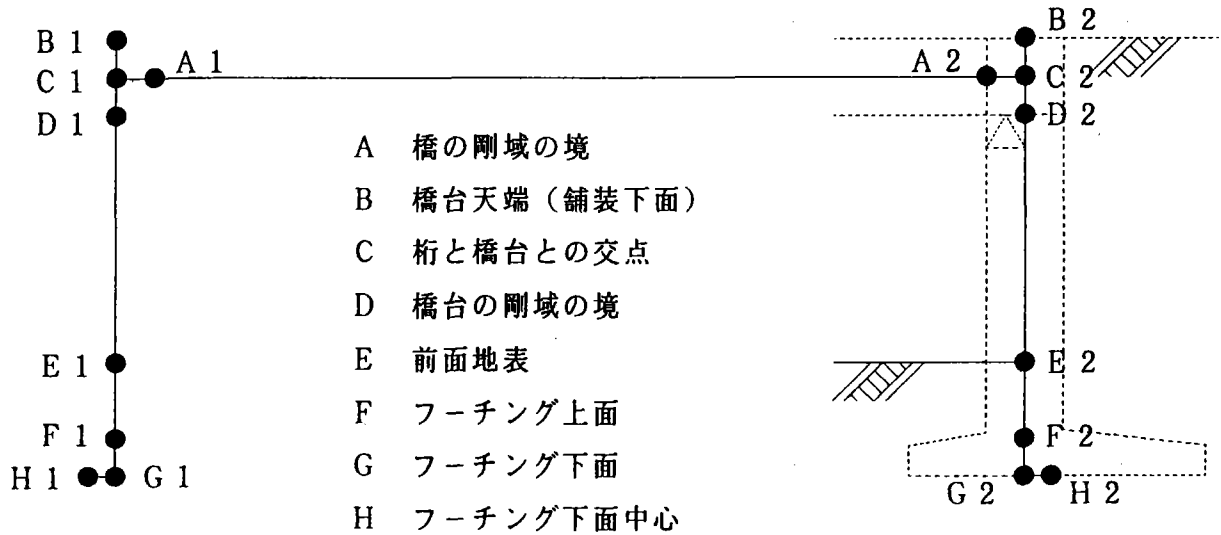
注) 橋台基部の地盤のバネ (K_H, K_V, H_θ) は図示略

N0	ステップ	モデル	上部構造	下部構造
1	橋台施工			$W_0 =$ 橋体自重
2	裏込土施工			$P_A =$ 主働土圧or静止土圧
3	桁架設 床板打設		桁端ヒンジ $W_1 =$ 鋼重+床板	
4	桁端埋込 舗装施工		桁端剛結 $W_2 =$ 舗装	
5	死荷重 完成系 (1+2+3+4)		便宜上、 W_1+W_2 を単純 梁に載荷 (上下部分離) 桁の軸力 = 0	従来(上下部分離)と 同じ
6	活荷重		以下(6~9)は桁端剛結 $W_L =$ 活荷重 (固定荷重扱い)	以下(6,7と9の受圧 側)はバネ支持
7	温度上昇			背面バネ反力だけ 土圧増加
8	温度降下			背面バネ反力だけ 土圧減少 通常は引張となるため バネ無視
9	地震		q : 水平慣性力 (上、下部)	$P_{EA} =$ 地震時主働土圧 左側 : 土圧の増分 $P_{EA} - P_A$ を載荷 右側 : バネ支持

3) モデル化

① 構造系

1) 骨組



- 2) 桁の骨組 ($\overline{C1C2}$) : 桁の中立軸を通す。
- 3) 橋台の骨組 (\overline{BG}) : 壁厚の中心を通す。
- 4) 基礎地盤のパネ : 点Hに集中パネ K_h, K_v, K_θ を設ける。
- 5) 橋台背面のパネ : 部材 \overline{BG} にパネを設ける。

◎ 荷重系

荷重の種類	常時			地震時 (kh: 設計震度)		
	H	V	※	H	V	※
1 上部工	0	$\overline{C1C2}$ にw	0	$\overline{C1C2}$ にkhw	$\overline{C1C2}$ にw	0
2 橋台	0	\overline{BF} にw	0	\overline{BF} にkhw	\overline{BF} にw	0
3 フーチング	0	点HにW	0	\overline{FG} にkhw	点HにW	0
4 前フーチング上載土	0	点HにW	※	\overline{EF} にkhw	点HにW	※
5 後フーチング上載土	0	点HにW	※	\overline{BF} にkhw	点HにW	※
6 土圧	\overline{BG} にpH	\overline{BG} にpv	※	\overline{BG} にpEH	\overline{BG} にpEV	※
7 地表荷重	0	点HにQ	※	0		
8 活荷重	0	$\overline{C1C2}$ にp, P	0	0		
9 温度	$\overline{C1C2}$ に $\pm 30^\circ\text{C}$			0		

注) ※は点Hに偏心モーメント

(2) 解析モデル

1) 基本モデルの設定

上下部一体橋梁の力学的特徴を定量的に検討するために次のような基本モデルを設定する。

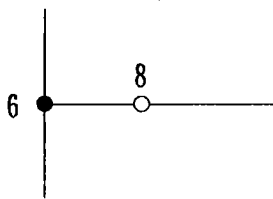
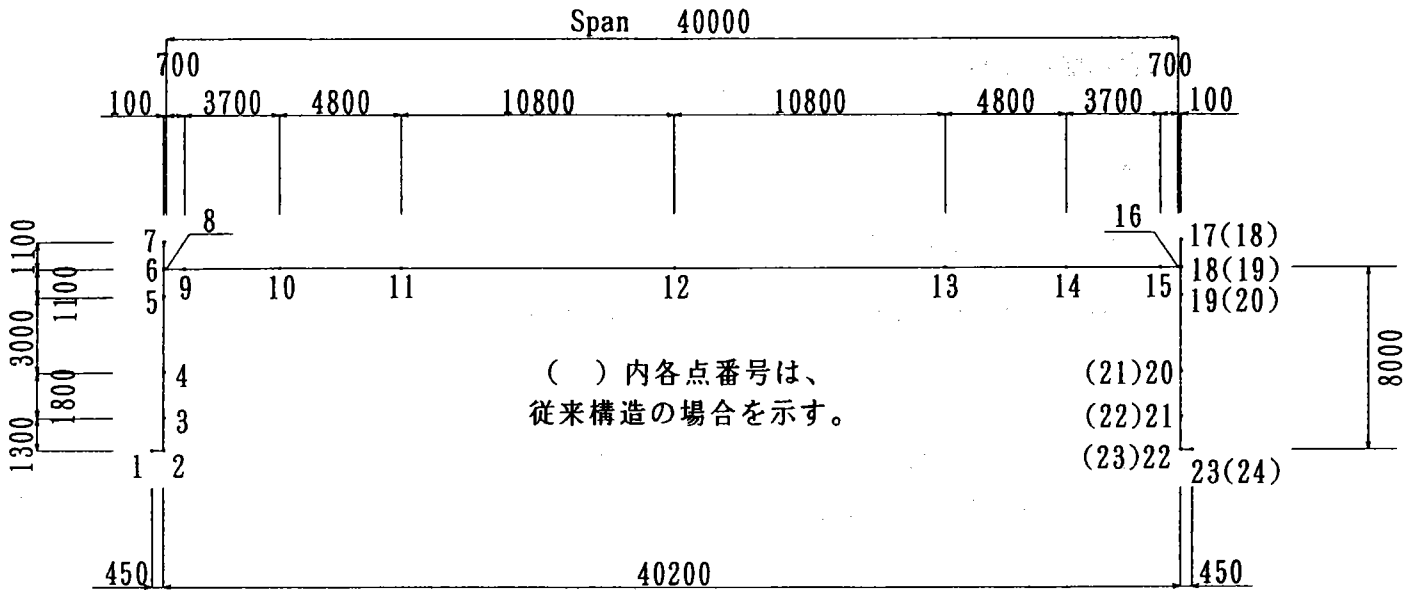
上部構造 非合成単純鈹桁 スパン 40 m 幅員 14.8 m

橋台 逆T式直接基礎 高さ 8 m 幅 14.8 m

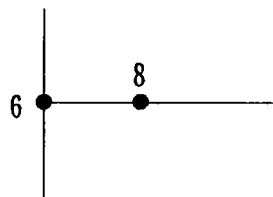
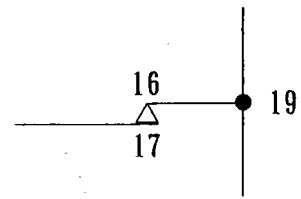
地盤 N値 = 30 (支持地盤), 5 (橋台背面)

設計水平震度 $K_h = 0.2$

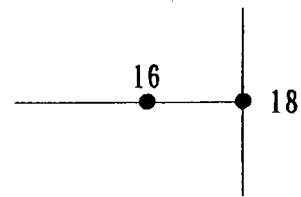
2) 解析モデルと解析要領



従来構造系



上下部一体構造系



解析モデルの使い分け

死荷重 上下部分離構造系（従来構造）
 活荷重、温度、地震 上下部一体構造系

支点バネの値は地震時とそれ以外のケースで異なる。
 橋台背面バネの設定位置およびバネ値は、荷重ケースで異なる。

(3) 地盤のばね

式中の { } は { 常時、地震時 } を表す。

1) 基礎地盤のばね

$$N = 30$$

$$E_0 = 28N = 840 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_{v0} = 1/30 a E_0 = 1/30 \times (1.2) \times 840 = (28.0, 56.0) \text{ kg/cm}^3$$

$$A_v = 5.5 \times 14.8 = 81 \text{ m}^2$$

$$I_v = 1/12 \times 5.5^3 \times 14.8 = 205 \text{ m}$$

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{81 \text{ m}^2} = 900 \text{ cm}^2$$

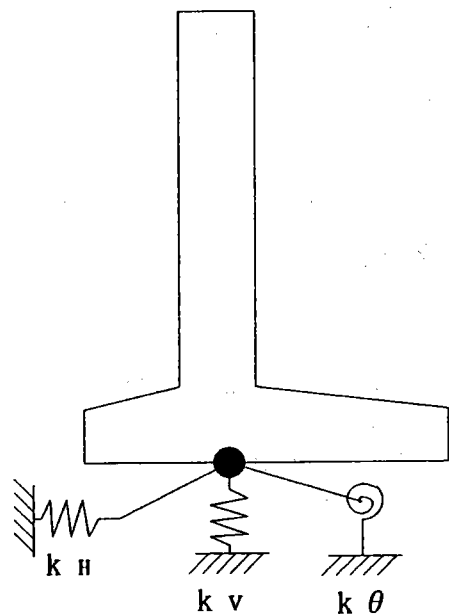
$$\begin{aligned} k_v &= k_{v0} (B_v/30)^{-3/4} = (28.0, 56.0) \times (900/30)^{-3/4} \\ &= (2.184, 4.368) \text{ kg/cm}^3 \\ &= (2184, 4368) \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

$$K_v = k_v A = (2184, 4368) \times 81 = (176900, 353800) \text{ t/m}$$

$$K_\theta = k_v I = (2184, 4368) \times 205 = (448000, 896000) \text{ tm/rad}$$

$$K_H = \lambda K_v = 1/3 \times (176900, 353800) = (59000, 11800) \text{ t/m}$$

上記バネをフーチング底面中心に設ける。



2) 橋台背面のばね

水平バネのみ考慮する。

$$N = 5$$

$$E_0 = 28N = 140$$

$$k_{v0} = 1/30E_0 = 1/30 \times (1,2) \times 140 = (4,67,9,34) \text{ kg/cm}^3$$

$$A_H = 8,0 \times 14,8 = 118,4 \text{ m}^2$$

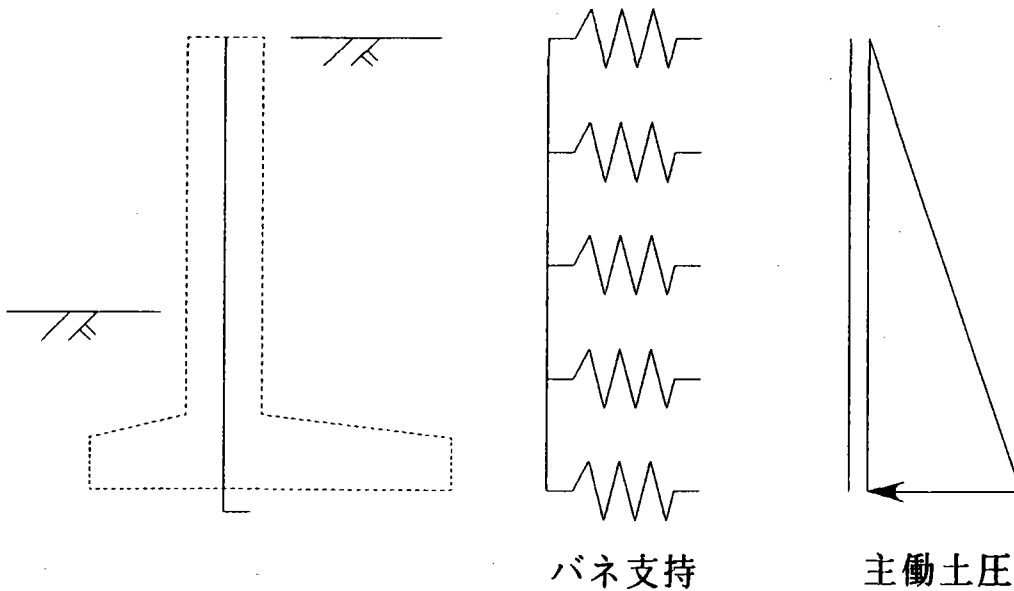
$$B_H = \sqrt{A_v} = \sqrt{118,4 \text{ m}^2} = 1088 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} k_H &= k_{H0} (B_H/30)^{-3/4} = (4,67,9,34) \times (1088/30)^{-3/4} \\ &= (0,316,0,632) \text{ kg/cm}^3 \\ &= (316,632) \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

$$K_H = K_H B = (316,632) \times 14,8 = (4700,9400) \text{ t/m}^2$$

上記バネを橋台の骨組線に直角に設ける。

ただし、橋台が背面方向におされる場合にバネ支持とし逆方向の場合は、バネは設けず主働土圧を載荷する。



(4) 荷重強度

1) 上部工

① 常時

	W (t/m)
高欄	$0.10 = 0.050 \times 2$
歩道	$4.02 = 2.35 \times 3.000 \times 0.285 \times 2$
舗装	$1.29 = 2.3 \times 0.070 \times 8.0$
地覆	$0.83 = 2.5 \times 0.415 \times 0.400 \times 2$
床版	$7.77 = 2.5 \times 0.210 \times 14.8$
ハンチ	$0.83 = (0.450 + 0.930) \times 1/2 \times 0.080 \times 2.50 \times 6$
鋼重	$3.25 = 130t/40m$
Σ	18.09tf/m

② 地震時

鉛直荷重：同上

水平荷重： $p_H = khw = 0.2 \times 18.09 = 3.618t/m$

2) 橋台

① 常時

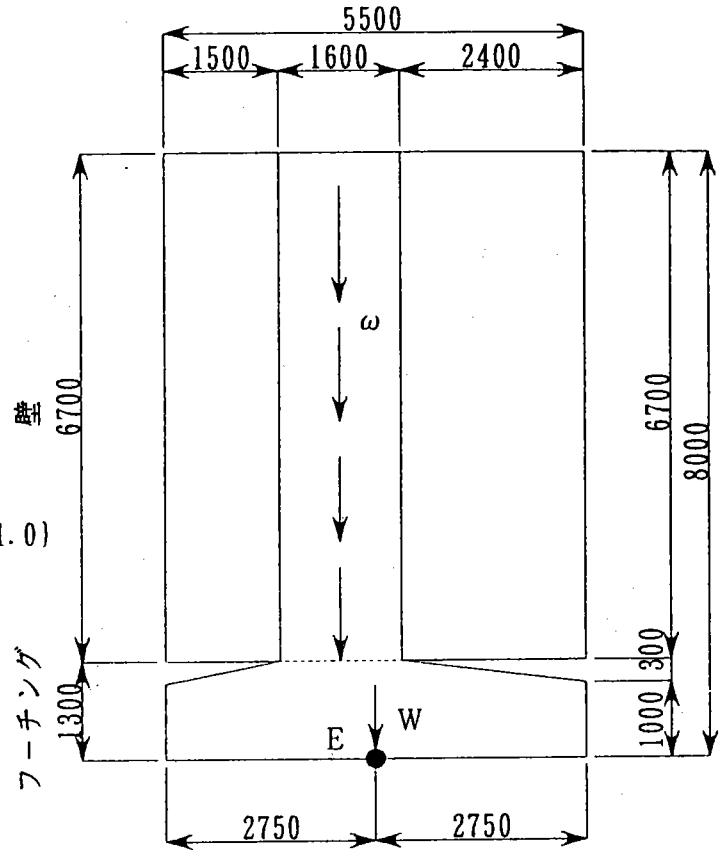
壁の自重は、骨組に沿う等分布荷重 w とする。

$$w = 2.5 \times 14.8 \times 1.6 = 59.2 \text{ t/m}$$

フーチングの自重 W は、フーチング底面中心 E に集中載荷する。(ME=0)

$$W = 2.5 \times 14.8 \times \left\{ (1.6 + 5.5) / 2 \times 0.3 + 5.5 \times 1.0 \right\}$$

$$= 243.0 \text{ t}$$



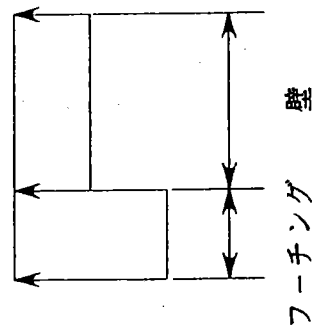
② 地震時

鉛直荷重は常時と同じ。

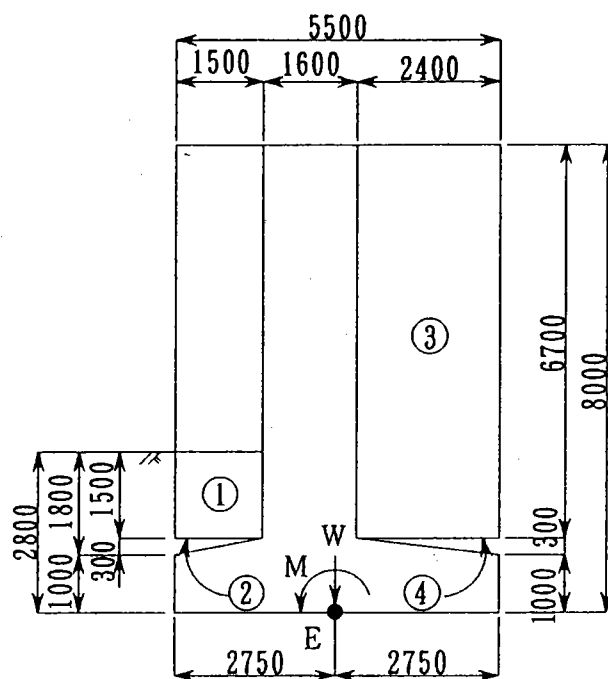
水平荷重は、鉛直荷重に設計震度を乗じたものを、骨組に沿って等分布載荷する。

壁 $p_H = 0.2 \times 59.2 = 11.84 \text{ t/m}$

フーチング $p_H = 0.2 \times 243.0 / 1.3 = 37.4 \text{ t/m}$



3) フーチング上載土



① 常時

自重Wと偏心モーメントMをフーチング底面中心Eに集中荷重として載荷する。

	前フーチング上載土	W(t)	x(m)	M(tm)
①	1.8x14.8x1.5x1.5	= 59.94	2.75-1.5/2=2.000	119.88
②	1.8x14.8x1.5x0.3/2	= 5.99	2.75-1.5/3=2.250	13.48
		65.93		133.36

	後フーチング上載土	W(t)	x(m)	-M(tm)
①	1.8x14.8x2.4x6.7	= 428.37	2.75-2.4/2=1.55	663.97
②	1.8x14.8x2.4x0.3/2	= 9.59	2.75-2.4/3=1.95	18.70
		437.96		682.67

② 地震時

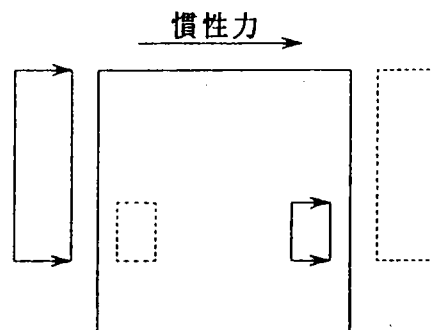
WとMは常時と同じ。

水平荷重（慣性力）は、簡単のため①、③の区間の骨組に等分布荷重として載荷する。

前フーチング $p_H = 0.2 \times 65.93 / 1.5 = 8.79 \text{ t/m}$

後フーチング $p_H = 0.2 \times 437.96 / 8.0 = 10.95 \text{ t/m}$

ただし、橋台を押し方向の水平力のみ載荷する。



4) 土圧

① 常時

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3, c = 0 \text{ t/m}^2, \phi = 40^\circ, \alpha = 0^\circ, \theta = 0^\circ, \delta = \phi/3 = 13.3^\circ$$

地表荷重 $q = 1.0 \text{ t/m}^2$ 、橋台幅 $B = 14.8 \text{ m}$

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

$$= \frac{\cos^2(40 - 0)}{\cos^2 \cos(0 + 13.3^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ + 13.3^\circ) \sin(40^\circ + 0)}{\cos(0 + 13.3^\circ) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$= \frac{0.7660^2}{1.0 \times 0.9730 \times \left[1 + \sqrt{\frac{0.8021 \times 0.6428}{0.9730 \times 1.0}} \right]^2}$$

$$= 0.202$$

$$p_A = K_A \gamma \times 2c + \sqrt{K_A + K_A q}$$

$$= 0.202 \times 1.8 \times 0 + 0.202 \times 1.0$$

$$= 0.364 \times 0.202 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$f = p_A B = 5.387 \times 0.202 \text{ (t/m)}$$

$$f_H = f \cos \delta = 5.24 \times 0.202 \text{ (t/m)}$$

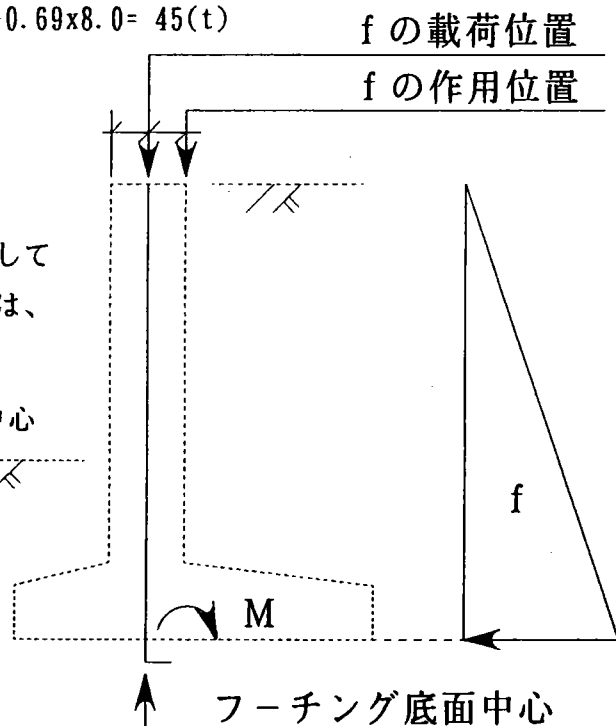
$$F_H = \int_0^8 f_H dx = 5.24 \times 8.0^2 / 2 + 2.91 \times 8.0 = 190 \text{ (t)}$$

$$f_v = f \sin \delta = 1.24 \times 0.202 \text{ (t/m)}$$

$$F_v = \int_0^8 f_v dx = 1.24 \times 8.0^2 / 2 + 0.69 \times 8.0 = 45 \text{ (t)}$$

上記分布荷重 f_H 、 f_v を骨組に分布荷重として
 載荷する。ただし、 f_v の実際の作用位置は、
 橋台背面であるため骨組線から偏心する。
 これを補正するために、フーチング底面中心
 にモーメントを載荷する。

$$M = 45 \times 0.80 = 36 \text{ tm}$$



② 地震時土圧

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3, c = 0 \text{ t/m}^2, \phi = 40^\circ, \alpha = 0^\circ, \theta = 0^\circ, \delta_E = 0^\circ$$

$$q' = 0 \text{ t/m}^2, B = 14.8 \text{ m}, kh = 0.2, \theta_0 = \tan^{-1} kh = 11.3^\circ$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(40 - 11.3 - 0)}{\cos 11.3 \cos^2 0 \cos(0 + 11.3 + 0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40 + 0) \sin(40 - 0 - 11.3)}{\cos(0 + 11.3 + 0) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$= \frac{0.8772^2}{0.9806 \times 1.0^2 \times 0.9806 \times \left[1 + \sqrt{\frac{0.6428 \times 0.4801}{0.9806 \times 1.0}} \right]^2}$$

$$= 0.328$$

$$p_{EA} = \gamma \times K_{EA} - 2c\sqrt{K_{EA}} + q' \times K_{EA}$$

$$= 1.8 \times 0.328 - 0 + 0$$

$$= 0.590 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$f = p_{EA} B = 8.732 \text{ (t/m)}$$

$$f_H = f \cos \delta_E = 8.732 \text{ (t/m)}$$

$$f_V = f \sin \delta_E = 0 \text{ (t/m)}$$

載荷方法は常時と同様。ただし、 $f_V = 0$ のため $M = 0$ 。

5) 地表荷重

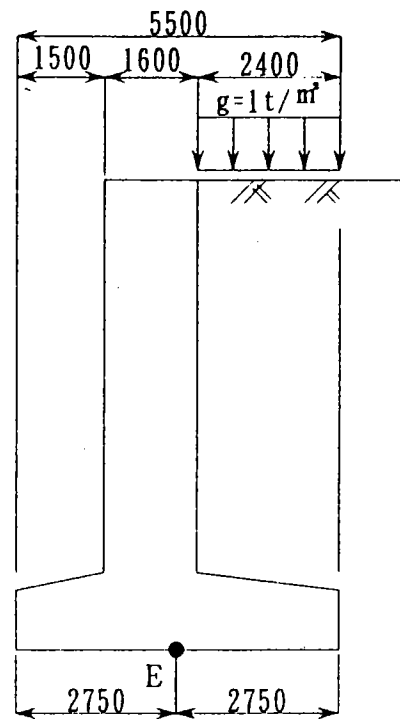
① 常時

地表荷重 $q=1.0\text{t}/\text{m}^2$ による鉛直力 Q と
偏心モーメント M をフーチング底面
中心に載荷する。

$$Q = 1.0 \times 14.8 \times 2.4 = 35.5 \text{ t}$$

$$M = 35.5 \times (2.75 - 2.4/2) = 55.0 \text{ tm}$$

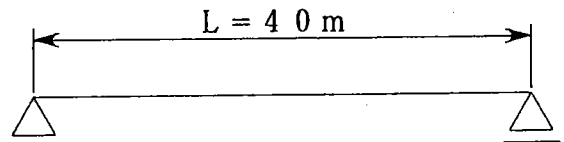
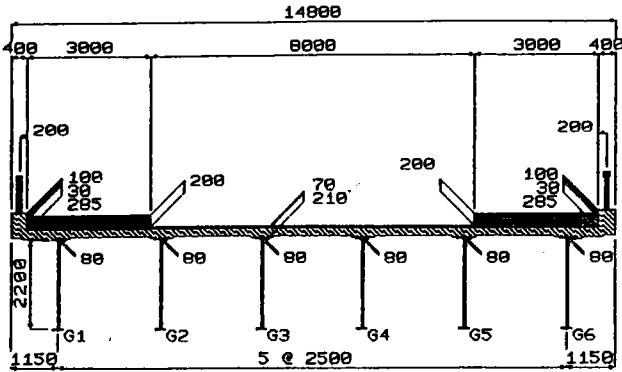
なお、 q による土圧は土圧の章で述べ
たごとく載荷する。



② 地震時

地表荷重はなしとする。よって q による土圧もなし。

(6) 活荷重



衝撃係数 $i = \frac{20}{50+L} = \frac{20}{50+40} = 0.22$

分布荷重 $p' = 0.35 \times \left(5.5 + \frac{2.5}{2} \right) \times 1.22 = 2.88 \text{ t/m}$

群集荷重 $P' = 0.35 \times (3.0 + 3.0) = 2.10 \text{ t/m}$

$P = P' + P'' = 4.98 \text{ tf/m}$

線荷重 $P = 1.0 \times \left(5.5 + \frac{2.5}{2} \right) \times 1.22 \times 10.0 = 82.35 \text{ tf/m}$

分布荷重pはスパン全長に載荷する。

線荷重Pの載荷位置は、スパン中央と橋台直上の2通りとする。

(7) 温度

上部工のみに、 $\pm 30^\circ\text{C}$ の温度変化を考慮する。

5-4 従来形式とインテグラルアバット形式の比較

(1) 上部工に対する比較

1) 鉛直変位・断面力集計

表中の上段はインテグラルアバット
下段は従来形式アバット を示す

格点		鉛直変位		断面力		
		死荷重:活荷重		常時(D+L)		
		$\delta D(\text{mm})$	$\delta LC(\text{mm})$	M(tf.m)	S(tf)	
鋼桁	1-1	I/A			-142.6	84.2
		G1(G6)			0.0	102.1
		G2(G5)			0.0	99.8
		G3(G4)			0.0	103.7
		平均			0.0	101.9
	1-2	I/A			192.8	67.2
		G1(G6)			399.7	79.9
		G2(G5)			378.3	79.9
		G3(G4)			385.3	84.2
		平均			387.8	81.3
	2	I/A			470.9	48.7
		G1(G6)			723.1	56.0
		G2(G5)			684.4	58.7
		G3(G4)			697.0	63.5
		平均			701.5	59.4
	3	I/A	103.1	16.4	771.7	7.0
G1(G6)		129.4	22.1	1020.8	3.8	
G2(G5)		90.4	42.9	966.1	13.2	
G3(G4)		74.6	54.3	983.8	19.1	
平均		98.1	39.8	990.2	12.0	

2) 上部工概略工費比較

数	項目	単位	従来型	I A型
鋼材重量	主構造	t	130.7	113.7
	付属物	t	14.9	3.5
	合計	t	145.6	117.2
塗装面積		m ²	2693.0	2168.0
橋面工	床版体積	m ³	153.0	149.2
	車道舗装	m ²	325.6	325.6
	歩道舗装	m ²	244.2	244.2
	中詰ソック	m ³	64.1	64.1
工費	工場製作費	百万円	78.188	61.483
	現場架設費	百万円	61.711	55.021
	合計	百万円	139.899	116.504

(2) 下部工断面力に対する比較

1) 曲げモーメント集計(tf・m)

表中の上段はインテグラルアバット
下段は従来形式アバット を示す

格点	単ケース解析						組み合わせ(割り増しなし)					
	死荷重 D	活荷重		温度		地震 Eq	常時		温度変化時		地震時 D+Eq	
		Lc	Ls	T(+)	T(-)		D+Lc	D+Ls	D+Lc+T	D+Lc-T		
橋台	6	-39.0	-853.9	-544.2	-242.4	208.5	-319.2	-892.9	-583.2	-1135.3	-684.4	-358.2
		-12.8	0.0	0.0	-7.8	0.0	-9.1	-12.8	-12.8	-20.6	-12.8	-21.9
	5	-52.3	-715.4	-454.4	-81.0	118.7	277.0	-767.7	-506.7	-848.7	-649.0	224.7
		-53.5	0.0	0.0	-30.0	0.0	-44.2	-53.5	-53.5	-83.5	-53.5	-97.7
	4	-197.1	-345.9	-215.8	211.7	-126.1	174.1	-543.0	-412.9	-331.3	-669.1	-23.0
		-370.6	-14.4	-18.6	80.9	-227.6	-799.3	-385.0	-389.2	-304.1	-612.6	-1169.9
	3	-362.1	-175.0	-105.8	302.5	-248.5	-299.3	-537.1	-467.9	-234.6	-785.6	-661.4
		-620.4	-14.4	-18.6	115.3	-341.4	-1355.4	-634.8	-639.0	-519.5	-976.2	-1975.8
	2	-573.6	-38.7	-18.0	365.1	-354.6	-437.1	-612.3	-591.6	-247.2	-966.9	-1010.7
		-904.6	-14.4	-18.6	139.0	-440.0	-1964.5	-919.0	-923.2	-780.0	-1359.0	-2869.1
	1	-933.8	-103.3	-74.3	365.1	-354.6	-430.8	-1037.1	-1008.1	-672.0	-1391.7	-1364.6
		-1301.0	-79.0	-102.2	139.0	-440.0	-1964.5	-1380.0	-1403.2	-1241.0	-1820.0	-3265.5

2) せん断力集計(tf)

表中の上段はインテグラルアバット
下段は従来形式アバット を示す

格点	単ケース解析						組み合わせ(割り増しなし)					
	死荷重 D	活荷重		温度		地震 Eq	常時		温度変化時		地震時 D+Eq	
		Lc	Ls	T(+)	T(-)		D+Lc	D+Ls	D+Lc+T	D+Lc-T		
橋台	6	6.3	-125.3	-81.9	-163.1	81.6	25.1	-119.0	-75.6	-282.1	-37.4	31.4
		23.8	0.0	0.0	14.0	0.0	18.3	23.8	23.8	37.8	23.8	42.1
	5	18.9	-126.1	-82.7	-131.3	81.6	-6.8	-107.2	-63.8	-238.5	-25.6	12.1
		50.8	0.0	0.0	26.0	0.0	47.2	50.8	50.8	76.8	50.8	98.0
	4	85.5	-118.0	-77.9	-69.9	81.6	111.2	-32.5	7.6	-102.4	49.1	196.7
		140.4	0.0	0.0	-26.5	75.9	324.6	140.4	140.4	113.9	216.3	465.0
	3	136.5	-109.4	-72.4	-52.7	81.6	188.0	27.1	64.1	-25.6	108.7	324.5
		193.7	0.0	0.0	-19.9	75.9	420.3	193.7	193.7	173.8	269.6	614.0
	2	190.2	-100.0	-66.2	-44.8	81.6	297.2	90.2	124.0	45.4	171.8	487.4
		244.2	0.0	0.0	-16.9	75.9	519.2	244.2	244.2	227.3	320.1	763.4
	1	880.6	143.7	185.3	0.0	0.0	-14.0	1024.3	1065.9	1024.3	1024.3	866.6
		880.8	143.7	185.9	0.0	0.0	0.0	1024.5	1066.7	1024.5	1024.5	880.8

3) 軸力集計(tf)

表中の上段はインテグラルアバット
下段は従来形式アバット を示す

格点	単ケース解析						組み合わせ(割り増しなし)					
	死荷重 D	活荷重		温度		地震 Eq	常時		温度変化時		地震時 D+Eq	
		Lc	Ls	T(+)	T(-)		D+Lc	D+Ls	D+Lc+T	D+Lc-T		
橋台	6	-428.4	-143.7	-185.3	0.0	0.0	14.0	-572.1	-613.7	-572.1	-572.1	-414.4
		-66.6	0.0	-185.9	0.0	0.0	0.0	-66.6	-252.5	-66.6	-66.6	-66.6
	5	-496.6	-143.7	-185.3	0.0	0.0	14.0	-640.3	-681.9	-640.3	-640.3	-482.6
		-134.8	0.0	-185.9	0.0	0.0	0.0	-134.8	-320.7	-134.8	-134.8	-134.8
	4	-690.0	-143.7	-185.3	0.0	0.0	14.0	-833.7	-875.3	-833.7	-833.7	-676.0
		-690.2	-143.7	-185.9	0.0	0.0	0.0	-833.9	-876.1	-833.9	-833.9	-690.2
	3	-790.9	-143.7	-185.3	0.0	0.0	14.0	-934.6	-976.2	-934.6	-934.6	-776.9
		-791.1	-143.7	-185.9	0.0	0.0	0.0	-934.8	-977.0	-934.8	-934.8	-791.1
	2	-880.6	-143.7	-185.3	0.0	0.0	14.0	-1024.3	-1065.9	-1024.3	-1024.3	-866.6
		-880.8	-143.7	-185.9	0.0	0.0	0.0	-1024.5	-1066.7	-1024.5	-1024.5	-880.8
	1	190.2	-100.0	-66.2	-44.8	81.6	297.2	90.2	124.0	45.4	171.8	487.4
		244.2	0.0	0.0	-16.9	75.9	519.2	244.2	244.2	227.3	320.1	763.4

(3) 下部工変位に対する比較

1) 水平変位(mm)

表中の上段はインテグラルアバット
下段は従来形式アバット を示す

格点	単ケース解析						組み合わせ(割り増しなし)					
	死荷重 D	活荷重		温度		地震 Eq	常時		温度変化時		地震時 D+Eq	
		Lc	Ls	T(+)	T(-)		D+Lc	D+Ls	D+Lc+T	D+Lc-T		
橋台	6	8.6	-0.4	-0.2	-6.6	7.0	5.4	8.2	8.4	1.6	15.2	14.0
		14.8	1.2	1.6	-2.5	8.3	40.9	16.0	16.4	13.5	24.3	55.7
	5	7.7	0.1	0.1	-5.7	6.1	5.0	7.8	7.8	2.1	13.9	12.7
		13.0	1.0	1.3	-2.2	7.2	35.8	14.0	14.3	11.8	21.2	48.8
	4	5.3	1.0	0.7	-3.1	3.6	3.8	6.3	6.0	3.2	9.9	9.1
		8.3	0.5	0.6	-1.2	4.1	22.0	8.8	8.9	7.6	12.9	30.3
	3	4.2	1.4	0.9	-1.8	2.4	3.1	5.6	5.1	3.8	8.0	7.3
		6.1	0.2	0.3	-0.7	2.6	15.3	6.3	6.4	5.6	8.9	21.4
	2	3.2	1.7	1.1	-0.8	1.4	2.5	4.9	4.3	4.1	6.3	5.7
		4.1	0.0	0.0	-0.3	1.3	9.6	4.1	4.1	3.8	5.4	13.7
	1	3.2	1.7	1.1	-0.8	1.4	2.5	4.9	4.3	4.1	6.3	5.7
		4.1	0.0	0.0	-0.3	1.3	9.6	4.1	4.1	3.8	5.4	13.7

2) 鉛直変位(mm)

表中の上段はインテグラルアバット
下段は従来形式アバット を示す

格点	単ケース解析						組み合わせ(割り増しなし)					
	死荷重 D	活荷重		温度		地震 Eq	常時		温度変化時		地震時 D+Eq	
		Lc	Ls	T(+)	T(-)		D+Lc	D+Ls	D+Lc+T	D+Lc-T		
橋台	6	-9.8	-0.9	-1.1	0.4	-0.4	-0.2	-10.7	-10.9	-10.3	-11.1	-10.0
		-10.1	-0.9	-1.2	0.1	-0.4	-2.0	-11.0	-11.3	-10.9	-11.4	-12.1
	5	-9.8	-0.9	-1.1	0.4	-0.4	-0.2	-10.7	-10.9	-10.3	-11.1	-10.0
		-10.1	-0.9	-1.2	0.1	-0.4	-2.0	-11.0	-11.3	-10.9	-11.4	-12.1
	4	-9.8	-0.9	-1.1	0.4	-0.4	-0.2	-10.7	-10.9	-10.3	-11.1	-10.0
		-10.1	-0.9	-1.2	0.1	-0.4	-2.0	-11.0	-11.3	-10.9	-11.4	-12.1
	3	-9.7	-0.9	-1.1	0.4	-0.4	-0.2	-10.6	-10.8	-10.2	-11.0	-9.9
		-10.1	-0.9	-1.2	0.1	-0.4	-2.0	-11.0	-11.3	-10.9	-11.4	-12.1
	2	-9.7	-0.9	-1.1	0.4	-0.4	-0.2	-10.6	-10.8	-10.2	-11.0	-9.9
		-10.1	-0.9	-1.2	0.1	-0.4	-2.0	-11.0	-11.3	-10.9	-11.4	-12.1
	1	-9.4	-0.8	-1.0	0.0	0.0	0.0	-10.2	-10.4	-10.2	-10.2	-9.4
		-9.4	-0.8	-1.2	0.0	0.0	0.0	-10.2	-10.6	-10.2	-10.2	-9.4

3) 回転変位(mrad)

表中の上段はインテグラルアバット
下段は従来形式アバット を示す

格点	単ケース解析						組み合わせ(割り増しなし)					
	死荷重 D	活荷重		温度		地震 Eq	常時		温度変化時		地震時 D+Eq	
		Lc	Ls	T(+)	T(-)		D+Lc	D+Ls	D+Lc+T	D+Lc-T		
橋台	6	-0.8	-0.4	-0.3	0.9	-0.8	-0.4	-1.2	-1.1	-0.3	-2.0	-1.2
		-1.6	-0.2	-0.2	0.3	-1.0	-4.6	-1.8	-1.8	-1.5	-2.8	-6.2
	5	-0.8	-0.4	-0.3	0.9	-0.8	-0.4	-1.2	-1.1	-0.3	-2.0	-1.2
		-1.6	-0.2	-0.2	0.3	-1.0	-4.6	-1.8	-1.8	-1.5	-2.8	-6.2
	4	-0.8	-0.3	-0.2	0.8	-0.8	-0.4	-1.1	-1.0	-0.3	-1.9	-1.2
		-1.5	-0.2	-0.2	0.3	-1.0	-4.5	-1.7	-1.7	-1.4	-2.7	-6.0
	3	-0.7	-0.2	-0.2	0.8	-0.8	-0.4	-0.9	-0.9	-0.1	-1.7	-1.1
		-1.5	-0.2	-0.2	0.3	-1.0	-4.4	-1.7	-1.7	-1.4	-2.7	-5.9
	2	-0.7	-0.2	-0.2	0.8	-0.8	-0.4	-0.9	-0.9	-0.1	-1.7	-1.1
		-1.5	-0.2	-0.2	0.3	-1.0	-4.4	-1.7	-1.7	-1.4	-2.7	-5.9
	1	-0.7	-0.2	-0.2	0.8	-0.8	-0.4	-0.9	-0.9	-0.1	-1.7	-1.1
		-1.5	-0.2	-0.2	0.3	-1.0	-4.4	-1.7	-1.7	-1.4	-2.7	-5.9

5-5 まとめ

1, 断面力の変化について

(1) 常時断面力

従来形式に比較して、インテグラルアバット（I/A）形式では、上部工支間中央曲げモーメントは約20%減少している。また、上下部の剛結部にその分の負モーメントが発生するが、その程度の断面力では断面構成に大きな影響は無いと思われる。支間中央曲げモーメントの減少により上部工断面が小さくなり、鋼重は減少する。

橋台下端では、従来形式に比べI/A形式は曲げモーメントが約15%小さくなるが、逆に橋台天端では剛結の影響により曲げモーメントが発生しており、断面力分布は大きく異なる。

(2) 温度時及び地震時

上部工に軸力が発生するが、今回のケースでは鋼桁断面に影響するほど大きな値にはなっていない。

橋台の断面力は、I/A形式ではラーメン構造で抵抗するため、地震時で大幅に減少（約1/3）する。温度時では、I/A形式の場合、橋台天端で比較的大きな曲げモーメントが発生しており、今回のケースの場合地震時より大きな値となっている。このような結果は、橋台の形状や配筋に大きく影響するものと考えられる。

2, 変位について

(1) 鉛直方向変位

活荷重タワミが約1/2に減少している。構造物全体として剛性が大きくなり、振動や疲労への影響は小さくなる。

(2) 水平変位

従来形式に比べ、I/A形式では、いずれのケースでも水平変位量は大きく抑制される。I/A形式の場合、橋台天端部の水平変位は温度で最大7mm程度である。何らかの対策（踏掛版、埋設ジョイントなど）は必要かもしれないが、連続舗装が可能と考えられる。

3, 工費について

上部工鋼重は、従来形式に比較して付属物を合わせて約20%減少している。内訳は、断面力減少による分が12%、支承や伸縮装置の省略による分が8%となっている。このことにより、下部工費を仮に同等と考えれば全体工費としても減少となる。ただし、上下部剛結部の構造や施工方法についてはさらに詳細な検討を必要とすることから、それにかかる工費は現時点不明である。

工費が同等あるいは割高になったとしても、伸縮装置や支承のような維持管理上問題となる部材が無いことにより、将来を考えた長い時間での合理性は高いと考えられる。

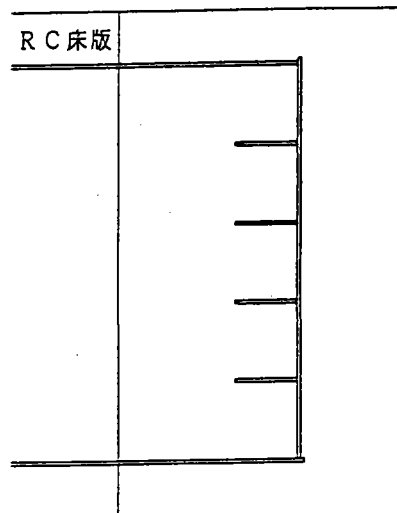
4, 問題点

- (1) 上下部剛結の構造及び施工方法について、詳細な検討が必要である。
- (2) 下部工の挙動（特に土圧）を解析上どのように評価するか、検討する必要がある。
- (3) 下部工形状や配筋について、詳細な検討が必要である。

§ 6 インテグラルアバット実用化に当たっての構造提案

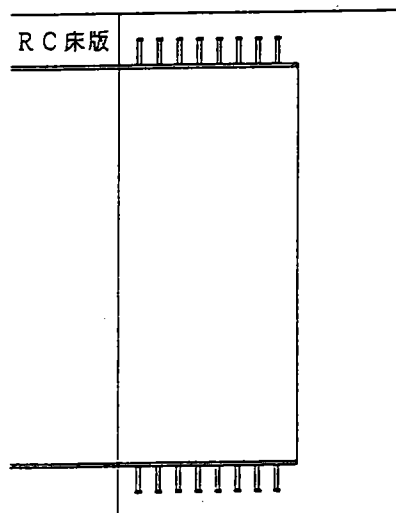
1. 桁埋込み形式

- ① 桁端を単純に橋台へ埋め込む。
- ② 構造が簡単で鋼重増加が少ない。



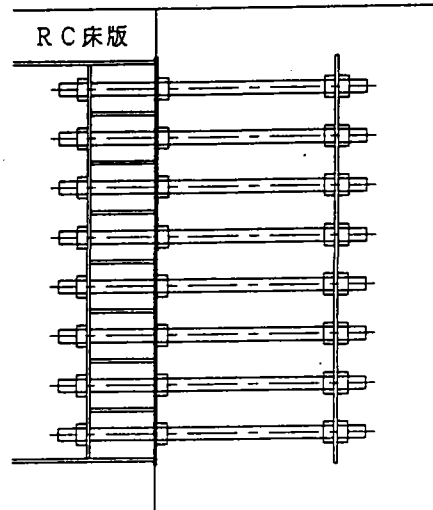
2. スタッドジベル形式

- ① 桁端埋込部のフランジにスタッドジベルを取り付ける。



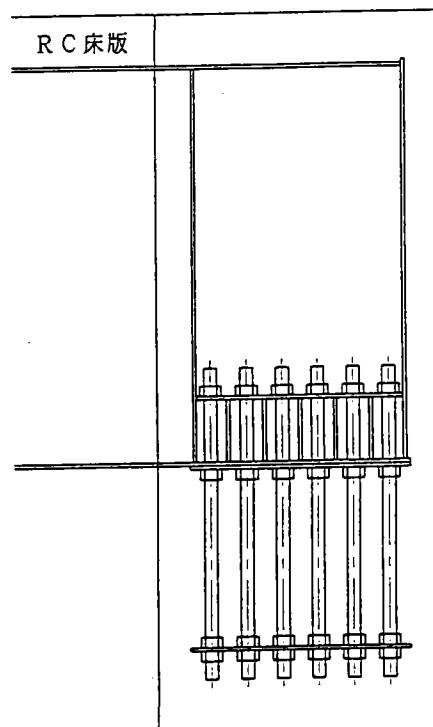
3. アンカーフレーム水平設置形式

- ① 桁端にベース部を設け、水平にアンカーフレームを設置する。
- ② 構造が複雑で、鋼重増加が大きい。
- ③ アンカーフレームの横向き設置が困難。



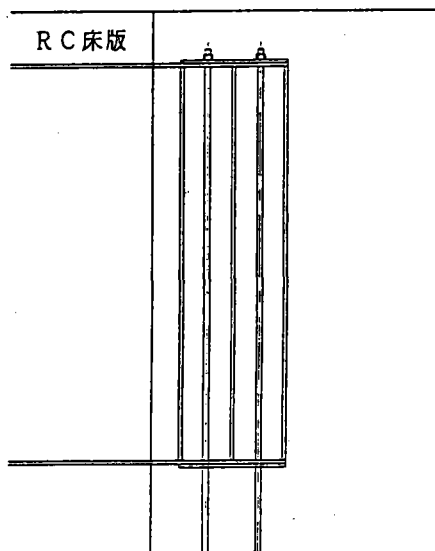
4. アンカーフレーム鉛直設置形式

- ① 桁端下フランジにベース部を設け、鉛直にアンカーフレームを設置する。
- ② 構造が複雑で、鋼重増加が大きい。



5. P C 鋼棒形式

- ① 橋台に埋め込んだP C 鋼棒により主桁と橋台を一体化する。



§ 7 あとがき

平成4年度より”新しい構造物”という大テーマでスタートし、十数回のワーキングを重ね最終的には桁端付属物の省略を図ったインテグラルアット構造に至った。アメリカにおいては、数百橋の施工実績があり実用に供されている。また、試設計によれば構造的に十分成り立ち、上部工に着目すれば鋼重20%、工費17%の低減が図れる。将来的なメンテナンスを考えればコスト的にさらに有利になると思われる。今後の検討課題としては、以下の項目が上げられる。

- ① コンクリート2桁の剛結合方法の確立
- ② 下部工の構造ならびに挙動の把握
- ③ 上部工の連続化

今回のワーキングではテーマ選定に長い時間を要し十分な検討ができなかったが、桁端は付属物を排したインテグラルアット構造の合理性と経済性の確認ができたと考えている。この構造は鋼桁の新型式の一つとして有望な構造であると思われる。

参考文献

- (1) Wolde-Tinsae, A. M, Greimann, L. F, John son, B. V. :Pertormance Of Integral-Bridge Abutments, IABSE PROCEEDINGS P-58/83, PP.17~34, 1 9 8 3
- (2) (財)高速道路技術センター:橋梁の連続化型式の検討委託業務報告書 平成5年3月
- (3) 関西道路研究会 道路橋調査委員会:構造計画小委員会報告書 橋梁の技術革新 平成6年3月
- (4) (社)建設コンサルタンツ協会 近畿支部:多径間連続高架橋の合理的構造形式及び設計表の調査研究報告書 昭和60年6月,昭和63年6月,平成3年6月
- (5) 鋼橋技術研究会:上下部一体構造研究部会 研究報告会 平成5年5月
- (6) Clellon L, Loveall:Jointless Bridge Decks, Civil Engineering/ASCE, November 1 9 8 5
- (7) 高橋昭一:橋梁設計思想としてのインテグラルコンストラクション, 高速道路と自動車 1 9 9 4年4月