

土木研究所資料

第1526号

ガイドウェイ構造物の設計指針(案)

昭和54年 9 月

建設省土木研究所
構造橋梁部 橋梁研究室

まえがき

現在ガイドウェイ・バス・システムに関する基準として「ガイドウェイ・バス・システム設置基準」および「ガイドウェイ・バス・システム構造基準」がそれぞれ日本道路協会で作成されている。

しかし、これらの基準は基本的な項目について規定したものであり、ガイドウェイ構造物の設計を行なうためには、その特質を考慮したより詳細な設計指針が必要である。

そこで、建設省土木研究所橋梁研究室では、昭和52年度に鋼材倶楽部に委託して「ガイドウェイ構造物の設計指針（案）」を作成し、これまでに試算設計等の面から同指針（案）に対する検討を加えて来たが、現状では指針（案）としてはほぼ満足の行くものであるとの判断から今回これを土木研究所資料としてまとめることにした。

ガイドウェイ構造物設計指針作成幹事会

受託者側幹事

幹事長	波多野 康 男	新日本製鉄㈱開発企画本部新交通システム開発室掛長
幹 事	菅 原 一 昌	日本鋼管㈱第2重工設計部土木設計室橋梁水門チーム主査
"	石 渡 正 夫	川崎製鉄㈱エンジニアリング事業部建材海洋技術室課長
"	望 月 晃 海	住友金属工業㈱建設プロジェクト部副主任部員
"	橋 高 元	㈱神戸製鋼所営業推進本部プロジェクト担当次長
"	三ツ木 幸 子	トピー工業㈱鉄構事業部設計部
"	荘 田 信 彦	ピー・エス・コンクリート㈱調査室
"	宮 地 清	北海道ピー・エス・コンクリート㈱
"	鈴 木 素 彦	オリエンタルコンクリート㈱技術部
"	渡 辺 実	ピー・エス・コンクリート㈱技術部
"	高 尾 孝 二	新 日 本 技 研 ㈱
"	荒 井 庸	㈱都市交通コンサルタント計画部専門部長

委託者側幹事

幹 事	佐 伯 彰 一	建設省土木研究所橋梁研究室長
"	高 野 義 武	建設省土木研究所橋梁研究室研究員
"	山 本 善 行	建設省土木研究所橋梁研究室研究員

目 次

I 共 通 編

第1章 総 則	1
1-1 適用の範囲	1
1-2 用語の定義	2
1-3 構造規格	4
1-4 設計の基本	4
1-5 設計計算の精度	4
1-6 設計図に記載すべき事項	4
1-7 使用材料	5
1-8 たわみ	6
第2章 荷 重	7
2-1 荷重の種類	7
2-2 荷重の組合せ	8
2-3 死荷重	9
2-4 活荷重	9
2-5 衝撃の影響	12
2-6 ガイドウェイ・バス横荷重	12
2-7 風荷重	13
2-8 温度変化の影響	14
2-9 地震の影響	15
2-10 雪荷重	15
2-11 遠心荷重	15
2-12 制動荷重および始動荷重	15
2-13 支点移動の影響	17
2-14 架設時荷重	17
2-15 衝突荷重	17
2-16 土 圧	18
2-17 水 圧	19
2-18 浮力または揚圧力	20
2-19 波 圧	20

Ⅱ 上 部 構 造 編

第1章 鋼 桁

1-1 設計の原則	21
1-2 鋼種の選定	21
1-3 許容応力度の割増し係数	22
1-4 許容応力度	22
1-4-1 構造用鋼材の許容応力度	22
1-4-2 鋳鍛造品の許容応力度	25
1-4-2 溶接部および接合用鋼材の許容応力度	26
1-4-4 鋼管・棒鋼の許容応力度	28
1-5 圧縮応力を受ける板および補剛板	29
1-5-1 圧縮応力を受ける両縁支持板	29
1-5-2 圧縮応力を受ける自由突出版	30
1-5-3 圧縮応力を受ける補剛板	31
1-5-4 補剛材	33
1-6 軸方向と曲げモーメントを受ける部材	34

第2章 コンクリート桁

2-1 設計計算の原則	36
2-2 許容応力度	36
2-2-1 一般	36
2-2-2 鉄筋コンクリート部材に対する許容応力度	37
2-2-2-1 コンクリートの許容応力度	37
2-2-2-2 鉄筋の許容応力度	38
2-2-3 プレストレストコンクリート部材に対する許容応力度	39
2-2-3-1 コンクリートの許容応力度	39
2-2-3-2 PC鋼材の許容引張応力度	40
2-2-3-3 鉄筋の許容応力度	41
2-2-3-4 コンクリートの許容引張応力度の割増し	41

第3章 床 板

3-1 鉄筋コンクリート床版およびプレストレストコンクリート床版	43
3-1-1 適用の範囲	43
3-1-2 床版の支間	43
3-1-3 床版の設計曲げモーメント	44

第4章 支承部および伸縮装置

4-1 一般	46
4-2 支承に作用する負の反力	46
4-3 可動支承の移動量	46
4-4 可動支承の摩擦係数	47
4-5 アンカーボルト	47
4-6 支承各部の厚さ	47
4-7 可動支承部における移動制限装置	48
4-8 伸縮装置	48

第5章 誘導壁、分岐壁、防護壁など

5-1 誘導壁および分岐壁	49
5-2 防護壁	49
5-3 緊急避難用通路の高欄	49

第6章 路面

6-1 走行路の摩耗防止対策およびすべり止処理	51
-------------------------	----

付属資料

I 荷重	53
(1) ガイドウェイバス荷重の問題点	53
(2) 等価換算荷重	53
II RC床版の設計	56
(1) RC床版の設計曲げモーメント	56
(2) せん断力を考慮した床版の最小全厚について	67
III ガイドウェイバスシステムの運行方法に関する調査結果	68
IV 案内軌条に作用する押付力	80

I 共 通 編

1 章 総 則

1-1 適用の範囲

この設計指針は「ガイドウェイ・バス・システム構造基準」に規定する支間 200 m 以下のガイドウェイ構造物に適用するものとする。この設計指針に示していない事項については、次の示方書等によるものとする。

- 道路橋示方書
- I. 共通編
 - II. 鋼橋編
 - III. コンクリート橋編
 - IV. 下部構造編
 - V. 耐震設計編

(解説)

この設計指針はガイドウェイ・バス・システム構造基準報告（昭和51年3月・日本道路協会）に規定されているガイドウェイ構造物の設計に適用するが、この指針に規定しているのは、荷重や許容応力度等の基本的な事項についてである。したがって、この指針に規定されていない事項については、条文の(1)～(5)に示した示方書によることにした。なお、条文の(4)および(5)に示した示方書は土木構造物全般を対象として規定しているのに対し、(1)～(3)に示した示方書および指針は、道路橋を対象とし、その特質をふまえて規定している。ガイドウェイ構造物は道路橋に類似した構造物であることから、同一の事項に対する規定が(1)～(3)と(4)および(5)とで異なる場合には、(1)～(3)の規定を用いるのが望ましい。

また、この設計指針は、ガイドウェイ構造物に一般的に用いられる鋼プレートガーダ、合成げた、鉄筋コンクリートげたおよびプレストレストコンクリートげたを主な対象としている。したがって、上記以外の構造形式に対しては、この設計指針の規定の主旨を反映させ、別途に検討するのが望ましい。

ガイドウェイ構造物では、車輪の走行位置が限定されているため、従来の道路橋のように車線全幅にわたって床版を設ける必要はなく、車輪が走行する部分にのみ床版を設ける構造や主げた上を車輪が走行する構造などが考えられる。このような構造は従来の道路橋とは異なった性状を示すことが考えられ、その設計にあたっては、この設計指針によるほか、別途検討を加えるのが

望ましい。

1-2 用語の定義

本設計指針で用いる用語の定義は、次のとおりとする。

(1) ガイドウェイ・バス

ゴムタイヤその他騒音の少ない車輪を使用し、電力等を動力とし、誘導壁、分岐壁等の施設を利用して、ガイドウェイを走行する車両〔モノレール設置基準調査報告書（昭和49年3月日本道路協会モノレール設置基準調査特別委員会）1，2で定める車両を除く。〕をいう。

(2) ガイドウェイ

誘導壁、分岐壁等車輛を誘導するための施設を有する道路の部分でもっぱら、ガイドウェイ・バスの通行の用に供することを目的とするものをいう。

(3) ガイドウェイ・バス車道

ガイドウェイ・バスを安全かつ円滑に通行させるために設けられる帯状の部分のガイドウェイの部分进行。

(4) ガイドウェイ・バス車線

一縦列のガイドウェイ・バスを安全かつ円滑に通行させるために設けられる帯状のガイドウェイ・バス車道の部分进行。

(5) ガイドウェイ構造物

ガイドウェイを構成する構造物をいう。

(6) 上部構造

ガイドウェイ・バス車道、誘導壁、分岐壁等およびこれを支持する床組、けたなどのガイドウェイ構造物の部分进行。

(7) 下部構造

上部構造およびガイドウェイ・バスストップを支持する梁、柱および基礎などのガイドウェイ構造物の部分进行。

(8) 拘束誘導型式

ガイドウェイ・バスの横方向の動きが車輛を誘導するための施設あるいは装置によって拘束されている誘導型式をいう。

(9) 非拘束誘導型式

ガイドウェイ・バスの横方向の動きが車輛を誘導するための施設あるいは、装置によってある範囲までは許容されている誘導型式をいう。

(10) 誘導壁

ガイドウェイ・バス車線において、ガイドウェイ・バスを誘導するために設けられるガイドウェイの部分进行。

(11) 分岐壁

ガイドウェイ・バス車線の分岐部または、合流部において、ガイドウェイ・バスに分岐または合流を行わせるために設けられるガイドウェイの部分进行。

(12) 防護壁

異常走行時に、ガイドウェイ・バスが車道から逸脱しないように車道に沿って設けられるガイドウェイ構造物の部分进行。

(13) デュアルモード・バス

ガイドウェイ・バス車道および車道を走行することが可能なガイドウェイ・バスをデュアルモード・バスという。

(14) シングルモード・バス

ガイドウェイ・バス車道のみ走行可能なガイドウェイ・バスをシングルモード・バスという。

(15) 設計ガイドウェイ・バス

ガイドウェイ・バス・システムの設計の基本となるガイドウェイ・バス进行。

(16) 主荷重

主要構造部を設計する場合において、常に作用すると考えなければならない荷重进行。

(17) 従荷重

必ずしも、常時またはしばしば作用するとは限らないが主要構造部を設計する場合において、主荷重と組合わせて、必ず考慮しなければならない荷重进行。

(18) 特殊荷重

主要構造部を設計する場合において、構造物の種類・構造形式・架設時点の状況等の条件によっては、特に考慮しなければならない荷重进行。

(解説)

この指針では、「ガイドウェイ・バス・システム構造基準報告書」に定義される用語に従うことを原則としたが、(6)上部構造、(7)下部構造、(12)防護壁、(16)主荷重、(17)従荷重、(18)特殊荷重は追加又は変更した用語である。

上部構造および(7)下部構造はそれぞれ「ガイドウェイ・バス・システム構造基準報告書」では、ガイドウェイ上部工およびガイドウェイ下部工と定義されているが、ここでは「道路橋示方書」を参考に、上部構造および下部構造を用いることにした。

(16)主荷重、(17)従荷重および(18)特殊荷重は、道路橋示方書の定義に従うものとした。

1-3 構造規格

ガイドウェイの横断構成、線形などの構造規格は、「ガイドウェイ・バス・システム構造基準報告書」の規定によるものとする。

1-4 設計の基本

構造物の設計を行なうにあたっては、構造物の安全性・使用目的との適合性・施工および維持管理の容易さ・経済性・環境との調和を考慮しなければならない。

1-5 設計計算の精度

設計計算は、最終段階で有効数字3けたが得られるように行なうのを原則とする。

1-6 設計図に記載すべき事項

設計図には、つぎの事項を記載する。

- (1) 路線名
- (2) 設計ガイドウェイバスの種類
- (3) 構造物の名称
- (4) 責任技術者
- (5) 設計年月
- (6) おもな設計条件

設計図は、構造物の補修・補強その他の維持管理に必要なものであるから、将来の利用の便を考えて、最小限必要な記載すべき事項を定めた。

1-7 使用材料

(1) 鋼材

鋼材等は、表-1-7-1に示す規格に適合するものを標準とする。

表-1-7-1 標準とする鋼材

鋼材の種類	規 格		鋼 材 記 号
1.構造用鋼材	JIS G 3101	一般構造用圧延鋼材	SS41 SS50
	JIS G 3106	溶接構造用圧延鋼材	SM41 SM50 SM50Y SM53 SM58
	JIS G 3114	溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材	SMA41 SMA50 SMA58
2.鋼 管	JIS G 3444	一般構造用炭素鋼鋼管	STK41 STK50
3.接合用鋼材	JIS B 1186	摩擦接合用高力六角ボルト・六角ナット・平座金のセット	F8T F10T
	JIS G 3104	リベット用圧延鋼材	SV34 SV41A
4.溶 接 棒	JIS Z 3211	軟鋼用被覆アーク溶接棒	
	JIS Z 3212	高張力鋼用被覆アーク溶接棒	
5.鑄 鍛 造 品	JIS G 3201	炭素鋼鍛鋼品	SF50 SF55
	JIS G 5101	炭素鋼鑄鋼品	SC46
	JIS G 5102	溶接構造用鑄鋼品	SCW42 SCW49
	JIS G 5111	構造用高張力炭素鋼および低合金鋼鑄鋼品 (低マンガン鋼鑄鋼品)	SCMn 1A SCMn 2A
	JIS G 4051	機械構造用炭素鋼鋼材	S30C S35C
	JIS G 5501	ねずみ鑄鉄品	FC15 FC25
	JIS G 5502	球状黒鉛鑄鉄品	FCD40
6.線 材 線材二次製品	JIS G 3502	ピアノ線材	SWRS
	JIS G 3506	硬鋼線材	SWRH
	JIS G 3536	PC鋼線およびPC鋼より線	丸線: SWPR1, 異形線: SWPD1, 2本より線: SWPR2, 7本より線: SWPR7
7.鋼 棒	JIS G 3112	鉄筋コンクリート用棒鋼	SR24 SD24 SD30 SD35
	JIS G 3109	PC鋼棒	A種1号: SBPR80/95 A種2号: SBPR80/105 B種1号: SBPR95/110 B種2号: SBPR95/120

(2) コンクリート

1) コンクリート材料は次に示す材料を用いるのを原則とする。

i) セメントは JIS R 5210 に適合するもので、超早強ポルトランドセメントを除くポルトランドセメントとする。

ii) 水は油、酸、塩類、有機物等の有害物を含んでいないものとする。

iii) 混材は「コンクリート標準示方書（土木学会）」に適合する天然骨材とする。

iv) 温和材は土木学会規準「AE 剤規格」および「減水剤規格」に適合する AE 剤、減水剤および JIS A 6201 に適合するフライアッシュとする。

2) コンクリートは原則として表-1-7-2 の設計基準強度以上のものを用いるものとする。

表-1-7-2 コンクリートの最低設計基準強度 (kg/cm²)

部 材 の 種 類		最低設計基準強度
無 筋 コ ン ク リ ー ト 部 材		160
鉄 筋 コ ン ク リ ー ト 部 材		210
プレストレストコンクリート部材	プレテンション方式	350
	ポストテンション方式	300

1-8 たわみ

活荷重（衝撃を含まない）によるガイドウェイ構造物の主げた、床げたおよび縦げたの最大たわみは、表-1-8-1 の値以下とする。この場合、たわみは部材の総断面を用いて計算するものとする。

表-1-8-1 たわみの許容量

上 部 構 造 の 形 式			たわみの許容量
単 純 ・ 連 続 ・ た が た げ た	鉄筋コンクリート 床版をもつもの	$L \leq 10$	$L / 2000$
		$10 < L \leq 40$	$L / 20000 / L$
		$40 < L$	$L / 500$
	その他の床版をもつもの		$L / 500$
	コンクリート桁		$L / 600$

L : 支間 (m)

(解説) 「道路橋示方書」の規定に準じて定めた。

第2章 荷 重

2-1 荷重の種類

(1) 上部構造の設計にあたっては、つぎの荷重を考慮するものとする。

1) 主荷重

1. 死荷重
2. 活荷重
3. 衝撃の影響
4. ガイドウェイ・バス横荷重
5. プレストレス
6. コンクリートのクリープの影響
7. コンクリートの乾燥収縮の影響

2) 従荷重

8. 風荷重
9. 温度変化の影響
10. 地震の影響

3) 特殊荷重

11. 雪荷重
12. 遠心荷重
13. 制動荷重
14. 始動荷重
15. 支点移動の影響
16. 架設時荷重
17. 衝突荷重
18. その他

(2) 下部構造の設計にあたっては、上記荷重のほか、つぎの荷重を考慮するものとする。

1) 主荷重

1. 土圧
2. 水圧
3. 浮力または揚圧力

2) 特殊荷重

4. 地盤変動の影響
5. 波圧

- 6. 水圧
- 7. その他

(解説) この条はガイドウェイ構造物の設計に考慮すべき荷重を規定したものであり、「道路橋示方書」に規定されている荷重を基本とし、ガイドウェイ構造物特有の荷重としてガイドウェイ・バス横荷重を追加し、また、活荷重、遠心荷重、制動および始動荷重ならび衝突荷重については道路橋と異なる荷重を規定した。

2-2 荷重の組合せ

ガイドウェイ構造物の設計にあたっては、表-2-2-1の荷重の組合せを考慮しなければならない。

表-2-2-1 荷重の組合せ

1. 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重
2. 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響
3. 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+風荷重
4. 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+風荷重+温度変化の影響
5. 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+始動荷重+制動荷重
6. 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+制動荷重
7. 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+衝突荷重
8. 活荷重および衝撃の影響以外の主荷重+地震の影響+温度変化の影響
9. 架設時荷重

(解説)

この条は、2-1に規定した荷重に対して同時に作用する可能性と構造物や部材に与える影響を考慮して、ガイドウェイ構造物の設計に考慮しなければならない荷重の組合せを規定したものである。

組合せられた荷重が同時に作用する頻度は荷重の組合せの種類によって異なり、荷重の組合せが構造物や部材に与える影響はその種類によって異なる。したがって、構造物や部材の種類に応じて各荷重の組合せに対する許容応力度の割増しが規定されている。

また、荷重の組合せにおいて、一般には、主荷重は常に作用しているものと考えなければならない荷重であるが、構造物や部材によってはそれを考慮しない方が不利となる場合もある。この

ような場合には、荷重の種類に応じてそれを考慮しない場合に対しても構造物や部材の安全性を照査しなければならない。なお、荷重の種類に応じてとは、荷重の特質から、たとえば、死荷重は常に考慮する主荷重であるが、活荷重は考慮しない場合もある主荷重であるという意味である。

2-3 死荷重

死荷重の算出には表-2-3-1に示す単位重量を用いてよい。ただし実重量の明らかなものはその値を用いる。

表-2-3-1 材料の単位重量

材 料	単位重量 (kg/m ³)	材 料	単位重量 (kg/m ³)
鋼・鉄鋼・鍛鋼	2,850	コンクリート	2,350
鋳鉄	2,250	セメントモルタル	2,150
アルミニウム	2,800	木材	800
鉄筋コンクリート	2,500	瀝青材(防水材)	1,100
プレストレスト コンクリート	2,500	アスファルトコン クリート舗装	2,300

(解説)

死荷重は、あらかじめ材料の実重量を明らかにして算出するのが望ましいが、道路橋示方書の規定と同じ主旨で死荷重の算出に用いてよい材料の単位重量を規定した。

また、ガイドウェイ構造物には電力線、通信線等の特有の添架物がある。したがって、その設計にあたっては、これらの添架物の種類とその重量を明らかにし、死荷重として考慮しなければならない。

2-4 活荷重

- (1) 活荷重は設計ガイドウェイ・バス荷重および群集荷重とする。
- (2) 活荷重は構造物や部材に最も不利のように載荷するものとする。ただし、設計ガイドウェイ・バス荷重と群集荷重とは同時に載荷しないのを原則とする。
- (3) 設計ガイドウェイ・バスはつぎに示すとおりとする。
 - 1) 設計ガイドウェイ・バス荷重の諸元は、図-2-4-1、図-2-4-2および表-2-4-1のとおりとする。

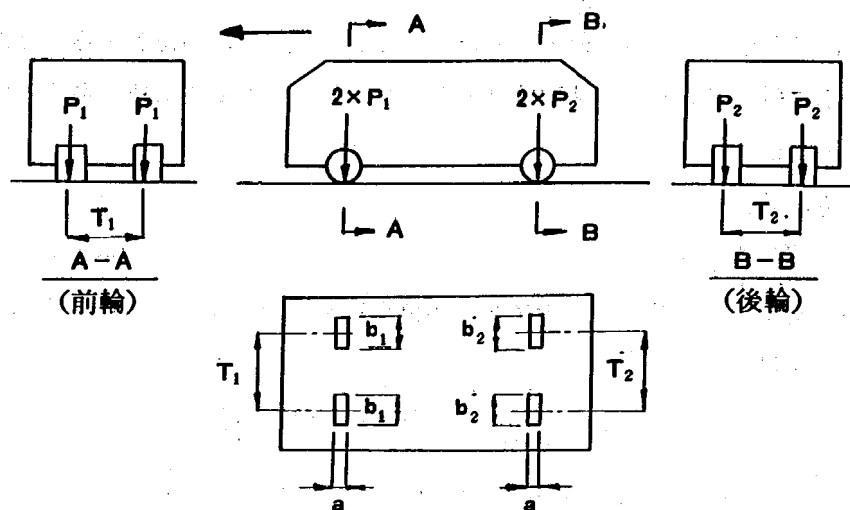


図-2-4-1 設計ガイドウェイ・バス荷重

表-2-4-1 設計ガイドウェイ・バス荷重

ガイドウェイ・ バスの種類		総荷重	輪荷重		軸 距		輪 距		輪帯幅		車輪接 地 長
			前輪	後輪			前輪	後輪	前輪	後輪	
			P	P ₁	P ₂	L ₁	L ₂	T ₁	T ₂	b ₁	
		(t)	(t)	(t)	(m)	(m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
シング ルモー ドバス	大型										
	中型										
	小型										
デュア ルモー ドバス	大型										
	中型										
	小型										

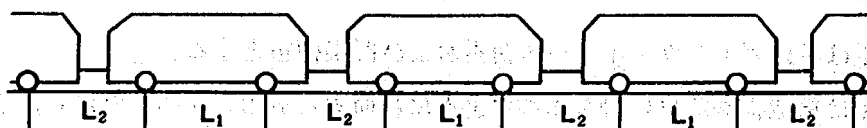


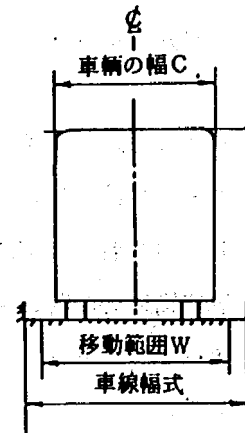
図-2-4-2 ガイドウェイ・バスの連行

- 2) 設計ガイドウェイ・バスの連行台数は、運行計画に従って、それぞれ定めるものとする。
- 3) 設計ガイドウェイ・バスは、車線横断方向に対して1車線について1台とし、表-2-4-2に示す車輛の移動範囲を考慮するものとする。ただし、移動範囲が明らかな場

合は表-2-4-2によらなくてもよい。

表-2-4-2 設計ガイドウェイバスの移動範囲

誘導形式	移動範囲W (cm)
拘束誘導形式	$C + 10$
非拘束誘導形式	$C + 60$



(4) 群集荷重はつぎに示すとおりとする。

1) 群集荷重は緊急避難通路および保守点検用通路に載荷させるものとする。ただし、緊急避難通路と保守点検用通路に同時載荷させないのを原則とする。

2) 群集荷重は等分布荷重とし、その値はつぎのとおりとする。

(a) 主げた支柱、基礎を設計する場合 350 kg/m^2

(b) 床版、床組を設計する場合 500 kg/m^2

(解説)

(1) ガイドウェイはもっぱらガイドウェイ・バスの通行の用に供することを目的とするものであり、一般の歩行者等は通行しない。しかしながら、ガイドウェイ構造物には一般に緊急避難用通路や保守点検用通路が設けられ、それらには来客や保守点検要員が通行する。したがって、活荷重にはガイドウェイ・バス荷重のほか群集荷重を規定したものである。

(2) (1)で述べたように、ここに規定した群集荷重は緊急避難用通路や保守点検通路に載荷される荷重であり、一般歩行者と性格を異にし、また、群集荷重およびガイドウェイバス荷重はともに最大と考えられる値を規定している。したがって、ここに規定した大きさの荷重が同時に載荷されることはほとんどないと考えられ、両者を同時に載荷する場合は実状に合わせてガイドウェイ・バス荷重を低減するのが合理的であることから条文のように規定したものである。

(3) ガイドウェイ・バスの連行台数は運行計画に従って定めることにした。したがって、構造物や部材に最も不利となるように連行台数を増減するなど運行計画にない連行台数を考慮する必要はない。

なお、故障時など通常運行以外の連行台数を考慮する場合には、ここに規定している荷重が乗客が満員状態の最大値であることを考慮して荷重の大きさを実状に沿って低減してよいものと考えられる。

ガイドウェイ・バスの車線横断方向の移動範囲はガイドウェイ・バス構造基準の2-1 建築限界の解説2に述べられているのと同じ根拠で定めたものである。ただし、移動範囲が明らかな場合はこの規定によらず実際の移動範囲を用いてよいものとした。

2-5 衝撃の影響

(1) 衝撃は、設計ガイドウェイ・バス荷重に生ずるものとし、その大きさは、設計ガイドウェイ・バス荷重に表-2-5-1に示す衝撃係数を乗じたものとする。

(2) 上部構造および支承部の設計にあたっては、衝撃を考慮しなければならない。

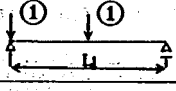
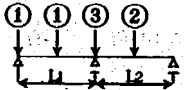
下部構造の設計にあたっては、衝撃を考慮しないのを原則とする。ただし、下部構造の躯体がコンクリート柱あるいは鋼柱もしくはこれに類する躯体の場合、衝撃を考慮するものとする。

表-2-5-1 衝撃係数

部 材	橋の種類	衝撃係数
床版・床組		$i = 20 / (50 + L)$
主 げ た	鋼 橋	$i = 20 / (50 + L)$
	鉄筋コンクリート橋	$i = 7 / (20 + L)$
	プレストレスト コンクリート橋	$i = 10 / (25 + L)$

L : 表-2-5-2に示すL

表-2-5-2 衝撃係数を求めるときの支間

形 式	荷 重 と L の と り 方	
単純げた	荷重①に対して L_1	
連続げた	荷重①に対して L_1	
	荷重②に対して L_1	
	荷重③に対して $(L_1 + L_2) / 2$	

2-6 ガイドウェイ・バス横荷重

ガイドウェイ・バス横荷重は次に示す事項を考慮して定めるものとする。

- (1) 誘導輪および分岐輪の張出装置（誘導輪および分岐輪を張り出すためのバネを含む装置）による横荷重
- (2) 走行中の動的運動による横荷重
- (3) 操舵するための横荷重

(解説) 本指針で定めたガイドウェイ・バス横荷重は、「ガイドウェイ・バス・システム構造基準報告書」で用いられている設計ガイドウェイ・バス横荷重のうち、路面の片勾配による横荷重、遠心力による横荷重、風による横荷重を除いた荷重である。遠心力による横荷重および風による横荷重はそれぞれ遠心荷重および風荷重で規定されており、また、路面の片勾配による横荷重は遠心荷重の項で規定されているので、ここに規定するガイドウェイ・バス横荷重から除いた。

ここに規定した横荷重は誘導壁や分岐壁の設計に考慮すべきであるのは勿論であるが、そのほか主げたや支柱等の設計にあたっても考慮すべき荷重である。なお、具体的な値を規定しなかったのは、その大きさがガイドウェイ・バスの誘導形式によって大きく異なると同時に、十分なデータが得られていないためである。したがって、その値は実験等によって定める必要がある。

2-7 風荷重

(1) 上部構造およびガイドウェイ・バスに作用する風荷重

上部構造およびガイドウェイ・バスに作用する風荷重は、橋軸に直角に作用する水平荷重とし、その大きさは表-2-7-1のとおりとする。ただし、橋軸方向の長さ1mにつき450kg以上とする。

表-2-7-1 風荷重

活荷重載荷の有無	風荷重の載荷法	
載荷しない場合	上部構造の有効鉛直投影面積に対して	450 kg/m ²
載荷した場合	上部構造の有効鉛直投影面積に対して	150 kg/m ²
	ガイドウェイ・バスの有効鉛直投影面積に対して	100 kg/m ²

(2) ガイドウェイ下部構造に作用する風荷重

ガイドウェイ下部構造に作用する風荷重は、橋軸直角方向および橋軸方向に作用する水平荷重とし、その大きさは表-2-7-2のとおりとする。ただし、同時に二方向に作用しないものとする。

表-2-7-2 風荷重

射体の断面形状	有効鉛直投影面積に対する風荷重 (kg/m ²)	
	活荷重を載荷しない	活荷重を載荷する
円形	150	75
小判形		
角形	300	150

(3) 風荷重は部材にもっとも不利なように載荷するものとする。

(解説) 風荷重の基本的な考え方は、「道路橋示方書」Ⅰ共通編に準じて条文のように規定した。

なお、活荷重載荷時の風荷重は風速25m/sec以上になると車輛の運行を停止することを想定して道路橋の値を低減した。この場合の風速は上部構造および車輛に対しては31.6 m/sec, 下部構造に対しては25m/secに相当する。

2-8 温度変化の影響

(1) 設計に用いる温度変化の範囲

設計に用いる温度変化の範囲は、つぎのとおりとする。ただし、とくに検討した場合には、実状に応じて定めてよい。

1) 鋼橋における温度の昇降は、架設時の温度を基準として計算する。

温度変化の範囲は -10°C から $+50^{\circ}\text{C}$ までとし、とくに寒冷な地方においては -30°C から $+50^{\circ}\text{C}$ までとする。

鋼部材の日光直射部分と日影部分との温度差は15degとし、コンクリート床版と鋼けたとの温度差は10degとする。

2) コンクリート橋における温度の昇降はそれぞれ15degとする。ただし、断面の最小寸法が70cm以上の場合には10degとしてよい。

床版とその他の部分の温度差は5degとする。

3) 可動支承の移動量算定に用いる温度変化の範囲は、1)および2)の規定にかかわらず、表-2-8-1の値を標準とする。

表-2-8-1 可動支承の移動量算定に用いる温度変化の範囲

橋 種		温 度 変 化	
		普通 の 地 方	寒 冷 な 地 方
鋼 橋	上 路 橋	$-10^{\circ}\text{C} \sim +40^{\circ}\text{C}$	$-20^{\circ}\text{C} \sim +40^{\circ}\text{C}$
	下路橋・鋼床版橋	$-10^{\circ}\text{C} \sim +50^{\circ}\text{C}$	$-20^{\circ}\text{C} \sim +40^{\circ}\text{C}$
コンクリート橋		$-5^{\circ}\text{C} \sim +35^{\circ}\text{C}$	$-15^{\circ}\text{C} \sim +35^{\circ}\text{C}$

(2) 線膨張係数

線膨張係数は表-2-8-2の値とする。

表-2-8-2 線膨張係数

橋 種	線膨張係数の対象材料	線膨張係数
鋼 橋	鋼・コンクリート	12×10^{-6}
コンクリート橋	鋼・コンクリート	10×10^{-6}

(解説) 温度変化の影響は「道路橋示方書」に基づいて規定した。

2-9 地震の影響

地震の影響については「道路橋示方書 V. 耐震設計編」によるものとする。

(解説) 地震の影響はガイドウェイ構造物の設計に必ず考慮しなければならない荷重である。その具体的取扱いは「道路橋示方書 V. 耐震設計編」によるものとした。

2-10 雪荷重

雪荷重を考慮する必要がある地方においては、架設地点の実状に応じて適当な値を定めるものとする。

2-11 遠心荷重

- (1) 曲線区間においては遠心荷重を考慮しなければならない。
- (2) 遠心荷重は、式-2-11-1によるものとし、ガイドウェイ・バスの重心位置に、ガイドウェイ・バス車線軸に垂直かつ水平に作用するものとする。

$$F = \frac{V^2}{127 R} \cdot W \quad \text{--- (2-11-1)}$$

ここに F : 遠心荷重 (t)

V : ガイドウェイ・バスの走行速度 (km/hr)

R : 曲線半径 (m)

W : 表-2-4-1に示す設計ガイドウェイ・バス荷重の総荷重 (t)

(解説) ガイドウェイ・バスの走行速度は線形に応じて定められるが、遠心荷重の計算にあたっては想定される最高走行速度を考慮しなければならない。

2-12 始動荷重および制動荷重

始動荷重および制動荷重は、ガイドウェイ・バスの重心位置においてガイドウェイ・バスの進行方向に作用するものとし、その大きさはそれぞれ設計ガイドウェイ・バスの重量の20%とする。

ガイドウェイ構造物の一般部には制動荷重を考慮し、ガイドウェイ・バスストップ付近に

は始動荷重と制動荷重を同時に考慮するものとする。

(解説)

車輛がガイドウェイ上で始動または制動を行なうと、その加速度に対する反作用として車輛進行方向の力が車輛より走行面に作用し、さらに橋けたに伝えられる。

この力は車輛の重心位置に作用し、その大きさは次式で与えられる。

$$F = \alpha \cdot \frac{W}{g}$$

ここに F : 始動荷重または制動荷重

α : 制動または始動の加速度

W : 連行車輛総重量

g : 重力の加速度

ここで非常時の制動加速度を60km/hr/sec とすると $F = 0.170 W$ となり車輛重量の17%となるが、これに運転操作上の20%程度の変動を考慮して20%とした。なお、設計車輛総重量は車輛が連行する場合はその車量の総重量となるが、車輛が全軸駆動・全軸制動の場合にはこれらの荷重を分散させればよい。

なお始動および常用の制動については、その加速度を4.0 km/hr/sec とすると $F = 0.11 W$ となる。始動荷重および常用の制動荷重は、ガイドウェイ・バスストップの付近では主荷重と考えられるが、許容応力度の割増しを考慮しても一般には非常制動による影響が大きいため非常制動の値をとり条文のように定めた。

参考までにわが国のガイドウェイ・バスで考えられている始動時および制動時の加速度をあげると、つぎのとおりである。

始動時および制動時の加速度 (km/hr/sec)

車 種	始 動	常用制動	非常制動
M A T	4.0	4.0	6.0
K C V	4.2	3.0 ~ 4.2	5.5
パラトラン	3.5	4.5	5.5
K R T	3.5	3.5	5.3
N T S	3.5	3.5	6.0
V O N A	2 ~ 3	2.0 ~ 3.0	3.5 ~ 4.0

2-13 支点移動の影響

不静定構造物において、地盤の圧密沈下等のため長期にわたり生じる支点の移動および回転の影響を考えなければならない場合には、その最終移動量を推定して断面力を算定しなければならない。断面力の算定は弾性計算によってよい。

この場合、コンクリート橋については弾性計算で求めた断面力の50%を設計計算に用いるものとし、鋼橋については弾性計算で求めた断面力をそのまま設計計算に用いるものとする。

2-14 架設時荷重

橋の架設時には、架設方法と架設中の構造とを考慮して、自重・架設機械・風・地震などの影響に対して必要な検討を行なわなければならない。

2-15 衝突荷重

(1) 支柱に対する衝突荷重

自動車の衝突の恐れがある支柱には、衝突荷重を考慮しなければならない。

衝突荷重は表-2-15-1に示す値とし、路面から1.8 mの高さに作用させるものとする。ただし、同時に二方向に作用させないものとする。

なおコンクリート壁などにより、衝突エネルギーを吸収できる場合には、衝突荷重を考慮しなくてもよい。

表-2-15-1 衝突荷重

作用方向	衝突荷重
車道方向	100 t
車道直角方向	50 t

(2) ガイドウェイの終端の構造物に対する衝突荷重

ガイドウェイの終端の構造物には、保安設備に応じた衝突荷重を考慮するものとする。

(3) 防護壁に対する衝突荷重

衝突荷重は防護壁の側面に直角に、防護壁の頂部に作用させるものとし、その大きさは1 t/mとする。ただし、防護壁の不連続部の端部においては、その大きさを2 t/mとする。

2-16 土 圧

土圧は壁面に働く分布荷重とし、荷重強度は次のとおりとする。

(1) 常時土圧

- 1) 可動壁に働く土圧は式 (2-16-1), (2-16-2), (2-16-3) および式 (2-16-4) により算出するものとする。

砂質土

$$P_d = \gamma \cdot K_A \cdot q \quad \dots\dots\dots (2-16-1)$$

$$P_p = \gamma \cdot K_p \cdot q \quad \dots\dots\dots (2-16-2)$$

粘性土

$$P_a = \gamma \cdot x - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A + K_A \cdot q} \quad \dots\dots\dots (2-16-3)$$

ただし, $P_a \geq 0$

$$P_p = \gamma \cdot x + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p + K_p \cdot q} \quad \dots\dots\dots (2-16-4)$$

ただし,

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta + \alpha)}} \right)^2} \quad \dots\dots\dots (2-16-5)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2} \quad \dots\dots\dots (2-16-6)$$

なお, $\phi \pm \alpha < 0$ の場合には $\sin(\theta + \alpha) = 0$ とする。

- 2) 固定壁に働く土圧は式 (2-16-7) により算出するものとする。

$$P_a = \gamma \cdot K_s \cdot x + K_s \cdot q \quad \dots\dots\dots (2-16-7)$$

ここに, γ : 土の単位重量 (t/m^3)

P_a : 深さ x における

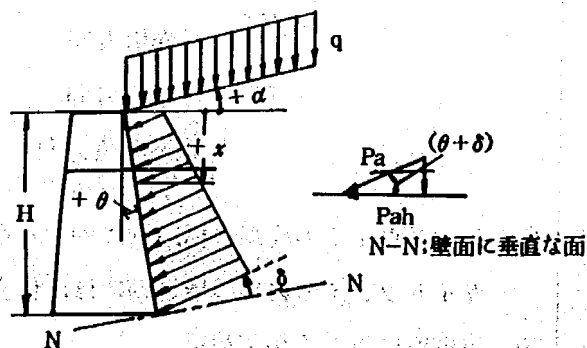
主働土圧強度 (t/m^2)

P_p : 深さ x における

受働土圧強度 (t/m^2)

K_A : クーロン土圧による

主働土圧係数



(a) 主働土圧の場合

K_p : クーロン土圧による

受働土圧係数

K_s : 静止土圧係数

x : 土圧 P_a , P_p が壁面に
作用する深さ (m)

e : 土の粘着力 (t/m^2)

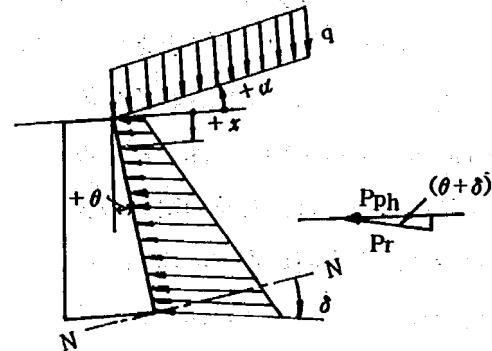
q : 常時の地表載荷重
(t/m^2)

ϕ : 土の内部摩擦角

α : 地表面と水平面との
なす角

θ : 壁背面と鉛直面とのなす角

δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角。ただし、 δ は壁面に垂直な面 $N-N$ から反
時計回りを正とする。



(b) 受働土圧の場合

図-2-16-1 土 圧

(2) 地震時土圧

地震時土圧は道路橋示方書 V. 耐震設計編 3-4 の規定によるものとする。

2-17 水 圧

- (1) 静水圧は式 (2-17-1) により算出するものとする。ただし、構造物の地中にある部分に働く水圧がこの理論水圧の値まで作用しないことが明らかな場合は、その明らかな値まで低減することができる。

$$P_h = W_0 \cdot h \quad \dots\dots\dots (2-17-1)$$

ここに、 P_h : 水面より深さ h のところの静水圧 (t/m^2)

h : 水面よりの深さ (m)

W_0 : 水の単位重量 (t/m^3)

- (2) 流水圧は流水方向に対する橋脚の鉛直投射面積に作用する水平動荷重とし、式 (2-17-2) により算出するものとする。作用点は水底より $0.6 H$ とする。

$$P = K \cdot V^2 \cdot A \quad \dots\dots\dots (2-17-2)$$

ここに、 P : 流水圧 (t)

K : 表-2-17-1 に示す橋脚の形状によって定まる係数

V : 最大流速 (m/sec)

A : 橋脚の鉛直投射面積 (m^2)

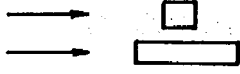
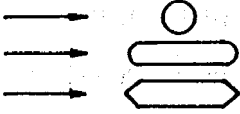
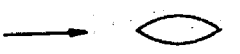
H：水深（m）

洗掘の影響がある場合における流水圧の算出に用いる水深は、常時にあたっては下部構造による洗掘の影響のないときの水深に常時下部構造の影響によって生じる洗掘の深さと、橋の使用年数の間に予想される全般的な河床低下量を加えた深さとする。

洪水時には、常時の場合の設計水深に、洪水時の水位の増加と洪水時の洗掘深さを加えた深さとする。

- (3) 水に接する構造物については地震時に動水圧を考慮しなければならない。動水圧の作用方向とその算出方法は道路橋示方書 V. 耐震設計編 3-5 の規定によるものとする。

表-2-17-1 橋脚の抵抗係数

橋脚の流水方向端部の形状	係 数
	0.07
	0.04
	0.02

2-18 浮力または揚圧力

浮力または揚圧力が作用することが明らかな場合はこれを設計に考慮する。

2-19 波 圧

- (1) 鉛直壁に作用する砕波の波力はつぎのとおりとする。波力は静水面上 $1.25 H_0$ の高さから海底まで一様に分布するものとする。

$$P = 1.5 \cdot W \cdot H_0$$

〔記 号〕

P：砕波の圧力（t/m²）

W：海水の単位重量（t/m³）

H_0 ：沖波の波高（m）

- (2) 河中などの橋脚に作用する波圧は一般に無視してよい。

Ⅱ 上部構造編

第1章 鋼 桁

1-1 設計の原則

鋼材の部材の設計にあたっては、設計荷重作用時に対して照査するものとし、部材各部の応力度は許容応力度を越えないものとする。

Iの2-1条に規定する荷重の組合せを考慮した場合の許容応力度は、1-4条に規定する値に1-3条に規定する割増し係数を乗じた値を使用することができる。

なお、断面力の算定は、原則として弾性理論によるものとする。

1-2 鋼種の選定

- (1) 鋼板は JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材, JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材, JIS G 3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材の規格に適合するものを標準とする。
- (2) 鋼種は板厚により表-1-2-1に基づいて選定するのを標準とする。ただし、気温がいちじるしく低下する地方では、特別な考慮をはらわなければならない。

表-1-2-1 板厚による鋼種選定標準

	8	16	22	25	32	38	50
SS41 SM41A SM41B SM41C			●		●	●	●
SM50A SM50B SM50C			●			●	●
SM50YA SM50YB SM53B SM53C		●			●	●	●
SM58							●
SMA41A SMA41B SMA41C			●			●	●
SMA50A SMA50B SMA50C		●			●		●
SMA58							●

1-3 許容応力度の割増し係数

鋼桁の設計に用いる許容応力度の割増し係数は、表-1-3-1のとおりとする。

表-1-3-1 許容応力度の割増し係数

荷 重 の 組 合 せ	割増し 係 数
1 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重	1.00
2 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響	1.15
3 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+風荷重	1.25
4 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響+風荷重	1.35
5 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+制動荷重	1.25
6 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+衝突荷重・鋼材に対して・ 鉄筋コンクリートに対して	1.70 1.50
7 風荷重のみ	1.20
8 制動荷重のみ	1.20
9 活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響+温度変化の影響	1.70
10 架設時荷重	1.25

1-4 許容応力度

1-4-1 構造用鋼材の許容応力度

- (1) 構造用鋼材の許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度は表-1-4-1に示すとおりとする。

表-1-4-1 許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度 (kg/cm²)

SS41, SM41, SMA41	SM50	SM50Y, SM53, SMA50	SM58, SMA58
1,400	1,900	2,100	2,600

- (2) 構造用鋼材の許容軸方向圧縮応力度は、式(1-4-1)によるものとする。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao} \quad \dots\dots\dots (1-4-1)$$

ここに、 σ_{ca} : 許容軸方向圧縮応力度 (kg/cm²)

σ_{cag} : 表-1-4-2に示す、局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (kg/cm²)

σ_{cal} : 1-5-1, 1-5-2および1-5-3に規定する局部座屈に対する許容応力度 (kg/cm²)

σ_{cao} : 表-1-4-1に示す、局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

の上限値 (kg/cm²)

表-1-4-2 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (kg/cm²)

SS41, SM41, SMA41	SM50	SM50Y, SM53, SMA50	SM58, SMA58
$\frac{\ell}{r} \leq 20$: 1,400 $20 < \frac{\ell}{r} \leq 93$: $1,400 - 8.4(\frac{\ell}{r} - 20)$ $93 < \frac{\ell}{r}$: $\frac{12,000,000}{6,700 + (\frac{\ell}{r})^2}$	$\frac{\ell}{r} \leq 15$: 1,900 $15 < \frac{\ell}{r} \leq 80$: $1,900 - 13(\frac{\ell}{r} - 15)$ $80 < \frac{\ell}{r}$: $\frac{12,000,000}{5,000 + (\frac{\ell}{r})^2}$	$\frac{\ell}{r} \leq 14$: 2,100 $14 < \frac{\ell}{r} \leq 76$: $2,100 - 15(\frac{\ell}{r} - 14)$ $76 < \frac{\ell}{r}$: $\frac{12,000,000}{4,500 + (\frac{\ell}{r})^2}$	$\frac{\ell}{r} \leq 18$: 2,600 $18 < \frac{\ell}{r} \leq 67$: $2,600 - 22(\frac{\ell}{r} - 18)$ $67 < \frac{\ell}{r}$: $\frac{12,000,000}{3,500 + (\frac{\ell}{r})^2}$
ℓ : 部材の有効座屈長 (cm) r : 部材の総断面の断面二次半径 (cm)			

(3) 構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は次の規定によるものとする。

1) 部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、表-1-4-3に示すとおりとする。

表-1-4-3 許容曲げ圧縮応力度 (kg/cm²)

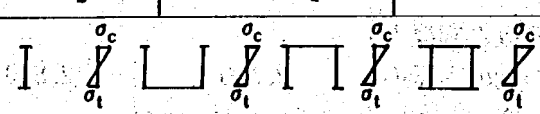
鋼種 断面の種類	SS41, SM41, SMA41	SM50	SM50Y, SM53, SMA50	SM58, SMA58
圧縮フランジが コンクリート床 版などで直接固 定されている場 合	1,400	1,900	2,100	2,600
箱形断面, π 形 断面の場合				
上記以外 の場合	$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$ $\frac{\ell}{b} \leq 4.5$: 1,400 $4.5 < \frac{\ell}{b} \leq 30$: $1,400 - 24(\frac{\ell}{b} - 4.5)$	$\frac{\ell}{b} \leq 4.0$: 1,900 $4.0 < \frac{\ell}{b} \leq 30$: $1,900 - 38(\frac{\ell}{b} - 4.0)$	$\frac{\ell}{b} \leq 3.5$: 2,100 $3.5 < \frac{\ell}{b} \leq 27$: $2,100 - 44(\frac{\ell}{b} - 3.5)$	$\frac{\ell}{b} \leq 5.0$: 2,600 $5.0 < \frac{\ell}{b} \leq 25$: $2,600 - 66(\frac{\ell}{b} - 5)$
	$\frac{A_w}{A_c} > 2$ $\frac{\ell}{b} \leq \frac{9}{K}$: 1,400 $\frac{9}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$: $1,400 - 12(K\frac{\ell}{b} - 9)$	$\frac{\ell}{b} \leq \frac{8}{K}$: 1,900 $\frac{8}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 30$: $1,900 - 19(K\frac{\ell}{b} - 8)$	$\frac{\ell}{b} \leq \frac{7}{K}$: 2,100 $\frac{7}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 27$: $2,100 - 22(K\frac{\ell}{b} - 7)$	$\frac{\ell}{b} \leq \frac{10}{K}$: 2,600 $\frac{10}{K} < \frac{\ell}{b} \leq 25$: $2,600 - 33(K\frac{\ell}{b} - 10)$
A_w : 腹板の総断面積 (cm ²) A_c : 圧縮フランジの総断面積 (cm ²) ℓ : 圧縮フランジの固定点間距離 (cm) b : 圧縮フランジの幅 (cm) $K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$				
 I形断面 U形断面 π 形断面 箱形断面 ここに σ_c : 圧縮縁応力度 σ_t : 引張縁応力度				

図-1-4-1 断面の分類

2) 1-5-1, 1-5-2 および 1-5-3 に規定する局部座屈に対する許容応力度が表-1-4-3 に示す値より小さい場合は, 1) 項の規定にかかわらず 1-5-1, 1-5-2 および 1-5-3 に規定する局部座屈に対する許容応力度を許容曲げ圧縮応力度とする。

3) 応力度を照査する断面を含む圧縮フランジの固定点間の部材において, 部材両端の曲げモーメントが異り, その間で曲げモーメントがほぼ直線的に変化する場合は, 表-1-4-3 に示す値に (M/M_{eg}) を乗じて許容応力度を割増してよい。ただし, 表-1-4-3 の上限値もしくは 1-5-1, 1-5-2 および 1-5-3 に規定する局部座屈に対する許容応力度をこえてはならない。

ここに,

M : 応力度を照査する断面の曲げモーメント ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)

M_{eg} : 等価換算曲げモーメント ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)。式 (1-4-2) および式 (1-4-3) のうち大きい方とする。

$$M_{eg} = 0.6 M_1 + 0.4 M_2 \quad \dots\dots\dots (1-4-2)$$

$$M_{eg} = 0.4 M_1 \quad \dots\dots\dots (1-4-3)$$

M_1, M_2 : それぞれ部材両端の曲げモーメント ($\text{kg} \cdot \text{cm}$)。 $M_1 \geq M_2$ とし, 符号は着目しているフランジに圧縮応力が生じる曲げモーメントを正とする。

(4) 構造用鋼材の許容せん断応力度および許容支圧応力度は, それぞれ表-1-4-4 に示すとおりとする。

表-1-4-4 許容せん断応力度および許容支圧応力度

鋼種 応力の種類		SS41, SM41, SMA41	SM50	SM50Y, SM53, SMA50	SM58, SMA58
せん断応力度		800	1,100	1,200	1,500
支圧 応 力 度	球面支承または線支承をヘルツ公式で算出する場合	6,000	7,000	—	—
	鋼板と鋼板との間の支圧応力度	2,100	2,800	3,100	3,900

1-4-2 鑄鍛造品の許容応力度

支承その他に用いる鑄鍛造品の許容応力度は表-1-4-5に示すとおりとする。

表-1-4-5 鑄鍛造品の許容応力度 (kg/cm²)

応力の種類 鋳鍛造品 の種類		軸方向応力度		曲げ応力度		せん断 応力度	支 圧 応 力 度			
		引 張	圧 縮	引 張	圧 縮		すべりのない 平面接 触	すべりのある 平面接 触	ヘルツ公式で計算 する場合の支圧	
									支圧応 力 度	か た さ 必要値H _B ³⁾
鍛 鋼 品	SF 50 A	1,400	1,400	1,400	1,400	800	2,100	1,050	6,000	125 以上
	SF 55 A	1,700	1,700	1,700	1,700	1,000	2,500	1,250	7,000	145 以上
鋳 鋼 品	SC 46	1,400	1,400	1,400	1,400	800	2,100	1,050	6,000	125 以上
	SCW 42	1,400	1,400	1,400	1,400	800	2,100	1,050	6,000	125 以上
	SCW 49	1,700	1,700	1,700	1,700	1,000	2,500	1,250	7,000	145 以上
	SCMn 1 A	1,700	1,700	1,700	1,700	1,000	2,500	1,250	7,000	146 以上
	SCMn 2 A	1,900	1,900	1,900	1,900	1,100	2,800	1,400	7,800	163 以上
合 金 鋼	S 30 C	1,700	1,700	1,700	1,700	1,000	2,500	1,250	7,000	145 以上
	S 35 C	1,900	1,900	1,900	1,900	1,100	2,800	1,400	7,500	160 以上
鋳 鉄 品	FC 15	400	800	400	800	300	800	400	4,500	95 以上
	FC 25	600	1,200	600	1,200	500	1,200	600	6,500	135 以上
	FCD 40 ⁴⁾	1,400	1,400	1,400	1,400	800	2,100	-	-	-

注：1) 許容圧縮応力度は座屈を考慮しない場合の値である。

2) 曲面接触において、図-1-4-2に示す r_1 と r_2 との比 r_1/r_2 が、円柱面と円柱面では1.02未満、球面と球面では1.01未満となる場合は、すべりのある平面接触として取扱うものとする。この場合の許容支圧応力度は、投影面積について算出した応力度に対応する値である。

3) H_BはJIS 2243に規定するブリネルかたさを表わす。

4) FCD40については規定値のない項は使用しないものとする。

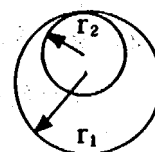


図-1-4-2

1-4-3 溶接部および接合用鋼材の許容応力度

(1) 溶接部の許容応力度

溶接部の許容応力度は表-1-4-6に示すとおりとする。なお、強度の異なる鋼材を接合する場合は、強度の低い鋼材に対する値をとるものとする。

表-1-4-6 溶接部の許容応力度 (kg/cm²)

溶接の種類		応力度の種類	鋼 種			
			SS 41 SM 41 SMA 41	SM 50	SM 50Y SM 53 SMA 50	SM 58 SMA 58
工場溶接	全断面溶込み グループ溶接	圧縮応力度 引張応力度 せん断応力度	1,400 1,400 800	1,900 1,900 1,100	2,100 2,100 1,200	2,600 2,600 1,500
	すみ肉溶接 部分溶込み グループ溶接	せん断応力度	800	1,100	1,200	1,500
現場溶接		それぞれの場合について上記の90%を原則とする。				

(2) 高力ボルトの許容力および許容応力度

1) 摩擦接合用高力ボルトの許容力は表-1-4-7に示すとおりとする。

表-1-4-7 摩擦接合用高力ボルトの許容力
(1ボルト1摩擦面あたり)(kg)

ねじの呼び	ボルトの等級	
	F 8 T	F 10 T
M 20	3,100	3,900
M 22	3,900	4,800
M 24	4,500	5,600

2) 支圧接合用高力ボルトの許容せん断応力度および許容支圧応力度は、それぞれ表-1-4-8および表-1-4-9に示すとおりとする。

表-1-4-8 支圧接合用高力ボルトの
許容せん断応力度 (kg/cm²)

ボ ル ト の 等 級	
B 8 T	B 10 T
1,500	1,900

表-1-4-9 支圧接合用高力ボルトの許容支圧応力度 (kg/cm²)

SS 41 SM 41 SMA 41	SM 50	SM 50Y SM 53 SMA 50	SM 58 SMA 58
2,400	3,200	3,600	4,600

(3) リベットの許容応力度

リベットの許容せん断応力度および許容支圧応力度は、それぞれ表-1-4-10および表-1-4-11に示すとおりとする。

表-1-4-10 リベットの許容せん断応力度 (kg/cm²)

種類 \ リベット材	SV34	SV41
工場リベット	1,100	1,500
現場リベット	1,100	1,300

表-1-4-11 リベットの許容支圧応力度 (kg/cm²)

鋼種 \ リベット材	SS 41 SM 41 SMA 41	SM 50・SM 50Y SM 53・SMA 50	SM 58 SMA 58
種類	SV 34・SV 41	SV 41	
工場リベット	2,400	3,200	
現場リベット	2,100	2,800	

(4) アンカーボルト、ピンおよび仕上りボルトの許容応力度

アンカーボルト、ピンおよび仕上りボルトの許容応力度は、それぞれ表-1-4-12に示すとおりとする。

表-1-4-12 アンカーボルトなどの許容応力度 (kg/cm²)

応力の種類 \ 部材の種類	鋼種	SS 41	SS 50 S 30 C	S 35 C
引張応力度	アンカーボルト	1,100	1,300	1,500
せん断応力度	アンカーボルト	600	700	800
	仕上りボルト	1,000 900	1,200 1,050	1,400 1,200
曲げ応力度	ピン	1,900	2,300	2,600
支圧応力度	仕上りボルト	2,100	2,500	2,800
	ピン(回転を伴わない場合)	2,100	2,500	2,800
	ピン(回転を伴う場合)	1,000	1,250	1,400

1-4-4 鋼管・鋼棒の許容応力度

(1) 鋼管の許容応力度

1) 鋼管の許容軸方向引張および曲げ引張応力度、許容軸方向圧縮応力度、許容曲げ圧縮応力度はそれぞれ1-4-1 (1), (2), (3)項によるものとする。ただし、STK 41はSM 41に、またSTK 50はSM 50に準ずるものとし、局部座屈に対する許容応力度 σ_{cal} は表-1-4-13による。

表-1-4-13 局部座屈に対する許容応力度 (kg/cm²)

SS 41 SM 41 SMA 41 STK 41	SM 50 STK 50	SM 50Y SM 53 SMA 50	SM 58 SMA 58
$1,400 : \frac{R}{\alpha t} \leq 50$ $1,400 - 4.3 \left(\frac{R}{\alpha t} - 50 \right)$ $: 50 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$	$1,900 : \frac{R}{\alpha t} \leq 40$ $1,900 - 6.1 \left(\frac{R}{\alpha t} - 40 \right)$ $: 40 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$	$2,100 : \frac{R}{\alpha t} \leq 35$ $2,100 - 6.7 \left(\frac{R}{\alpha t} - 35 \right)$ $: 35 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$	$2,600 : \frac{R}{\alpha t} \leq 25$ $2,600 - 8.3 \left(\frac{R}{\alpha t} - 25 \right)$ $: 25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$

ここに、

R : 鋼管の半径 (中心から外縁までの距離) (cm)

t : 鋼管の厚さ

$$\alpha = 1 + \frac{\varphi}{10}$$

$$\varphi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{\sigma_1} \quad 0 \leq \varphi \leq 2$$

σ_1 : 曲げにより、鋼管に圧縮が生じる側の合応力度

ただし、圧縮応力度 (kg/cm²) に対して符号は負とする。

σ_2 : 曲げにより、鋼管に引張が生じる側の合応力度

ただし、符号は圧縮応力度 (kg/cm²) に対して負とし、引張応力度 (kg/cm²) に対して正とする。

2) 鋼管の許容せん断応力度は表-1-4-14によるものとする。ただし、補剛材を設けない場合は、 $R/t \leq 30$ とする。

表-1-4-14 許容せん断応力度 (kg/cm²)

SS 41 SM 41 SMA 41 STK 41	SM 50 STK 50	SM 50Y SM 53 SMA 50	SM 58 SMA 58	備 考
$800 - 0.019 \left(\frac{R}{t} \right)^2$ $: R/t \leq 125$ $75,000 / \left(\frac{R}{t} \right) - 90$ $: 125 < R/t \leq 200$	$1,100 - 0.044 \left(\frac{R}{t} \right)^2$ $: R/t \leq 95$ $75,000 / \left(\frac{R}{t} \right) - 90$ $: 95 < R/t \leq 200$	$1,200 - 0.057 \left(\frac{R}{t} \right)^2$ $: R/t \leq 85$ $75,000 / \left(\frac{R}{t} \right) - 90$ $: 85 < R/t \leq 200$	$1,500 - 0.106 \left(\frac{R}{t} \right)^2$ $: R/t \leq 70$ $75,000 / \left(\frac{R}{t} \right) - 90$ $: 70 < R/t \leq 200$	補剛材を設ける場合
500	600	—	—	補剛材を設けない場合

3) 鋼管が軸方向圧縮応力度とせん断応力度とを同時に受ける場合は式(1-4-5)により照査するものとする。

$$\frac{\sigma}{\sigma_a} + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1 \quad \dots\dots\dots (1-4-5)$$

ここに、

σ : 垂直応力度 (kg/cm²) 圧縮応力度と曲げ圧縮応力度の和をとる。

τ : せん断応力度 (kg/cm²)

σ_a : (1)項に規定した垂直応力に対する許容応力度 (kg/cm²)

τ_a : (2)項に規定したせん断応力に対する許容応力度 (kg/cm²)

(2) 棒鋼の許容応力度

鉄筋コンクリート用棒鋼 (JIS G 3112) の許容応力度は 2-2-2-2 の規定によるものとする。

1-5 圧縮応力を受ける板および補剛板

1-5-1 圧縮応力を受ける両縁支持板

圧縮応力を受ける両縁支持板の板厚および局部座屈に対する許容応力度は、次の規定によるものとする。ただし、プレートガーダーの腹板には適用しないものとする。

(1) 圧縮応力を受ける両縁支持板の板厚は、表-1-5-1に示す値以上としなければならない。ただし、架設時のみに一時的に圧縮応力を受ける場合の板厚は、式(1-5-1)を満足すればよい。

表-1-5-1 圧縮応力を受ける両縁支持板の最小板厚

鋼 種	SS 41 SM 41 SMA 41	SM 50	SM 50 Y SM 53 SMA 50	SM 58 SMA 58
板 厚	$\frac{b}{56f}$	$\frac{b}{48f}$	$\frac{b}{46f}$	$\frac{b}{40f}$

$$\left. \begin{array}{l} t \geq \frac{b}{80f} \\ \text{かつ} \\ t \geq \frac{b}{220} \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (1-5-1)$$

ここに、

t : 板厚 (cm)

b : 板の固定縁間距離 (cm) (図-1-5-1 参照)

f : 応力勾配による係数 (cm), $f = 0.65\varphi^2 + 0.13\varphi + 1.0$

φ : 応力勾配, $\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$

: それぞれ板の両縁での縁応力度 (kg/cm^2)

ただし, $\sigma_1 \geq \sigma_2$ とし, 圧縮応力を正とする (図-1-5-2 参照)

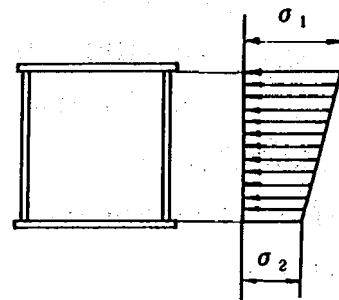
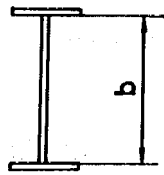
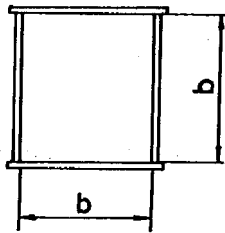


図-1-5-1 板の固定縁間距離

図-1-5-2 板の縁応力度

(2) 圧縮応力を受ける両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度は, 表-1-5-2 に示すとおりとする。

表-1-5-2 両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度

鋼 種	局部座屈に対する許容応力度 (kg/cm^2)		
SS 41 SM 41 SMA 41	1,400 2,200,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$	:	$\frac{b}{39.6f} \leq t$ $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{39.6f}$
SM 50	1,900 2,200,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$	:	$\frac{b}{34.0f} \leq t$ $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{34.0f}$
SM 50Y SM 53 SMA 50	2,100 2,200,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$	:	$\frac{b}{32.4f} \leq t$ $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{32.4f}$
SM 58 SMA 58	2,600 2,200,000 $\left(\frac{t}{b}\right)^2$	:	$\frac{b}{29.1f} \leq t$ $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{29.1f}$

1-5-2 圧縮応力を受ける自由突出板

圧縮応力を受ける自由突出板の板厚および局部座屈に対する許容応力度は, 次の規定によるものとする。

(1) 圧縮応力を受ける自由突出板の板厚 t は, 自由突出幅 b の $1/16$ 以上としなければならない。

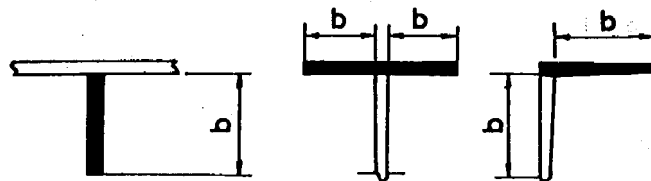


図-1-5-3 自由突出幅

(2) 圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度は、表-1-5-3に示すとおりとする。

表-1-5-3 自由突出板の局部座屈に対する許容応力度

鋼 種	局部座屈に対する許容応力度 (kg/cm ²)		
SS 41 SM 41 SMA 41	1,400 $240,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	:	$\frac{b}{13.1} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{13.1}$
SM 50	1,900 $240,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	:	$\frac{b}{11.2} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{11.2}$
SM 50Y SM 53 SMA 50	2,100 $240,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	:	$\frac{b}{10.7} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.7}$
SM 58 SMA 58	2,600 $240,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	:	$\frac{b}{9.6} \leq t$ $\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.6}$

1-5-3 圧縮応力を受ける補剛板

圧縮応力を受ける両縁を支持された補剛板に、1-5-4の規定を満足する補剛材が等間隔に配置されている場合は、補剛板の板厚および局部座屈に対する許容応力度は次の規定によるものとする。ただし、プレートガーダーの腹板および鋼床版には適用しないものとする。

(1) 圧縮応力を受ける補剛板の板厚は、表-1-5-4に示す値以上としなければならない。ただし、架設時のみに一時的な圧縮応力を受ける補剛板の板厚は、式(1-5-2)を満足すればよい。

表-1-5-4 圧縮応力を受ける補剛板の最小板厚

鋼 種	SS 41, SM 41 SMA 41	SM 50	SM 50Y, SM 53 SMA 50	SM 58, SMA 58
板 厚	$\frac{b}{56 f_n}$	$\frac{b}{48 f_n}$	$\frac{b}{46 f_n}$	$\frac{b}{40 f_n}$

$$t \geq \frac{b}{80fn} \dots\dots\dots (1-5-2)$$

ここに,

t : 板厚 (cm)

b : 補剛板の全幅 (cm) (図-1-5-4 参照)

n : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数 ($n \geq 2$)

f : 応力勾配による係数, $f = 0.65 \left(\frac{\varphi}{n} \right)^2 + 0.13 \left(\frac{\varphi}{n} \right) + 1.0$

φ : 応力勾配, $\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$

σ_1, σ_2 : それぞれ補剛板の両縁での縁応力度 (kg/cm²)

ただし, $\sigma_1 \geq \sigma_2$ とし, 圧縮応力を正とする (図-1-5-5 参照)

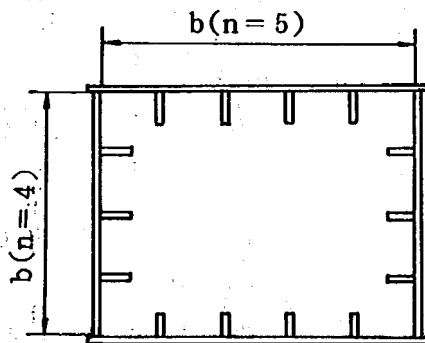


図-1-5-4 補剛板の全幅

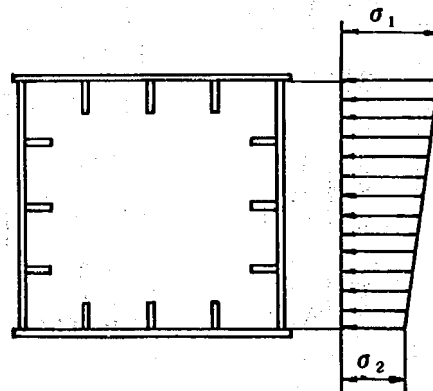


図-1-5-5 補剛板の縁応力度

(2) 圧縮応力を受ける両縁を支持された補剛板の局部座屈に対する許容応力度は, 表-1-5-5 に示すとおりとする。

表-1-5-5 補剛板の局部座屈に対する許容応力度

鋼 種	局部座屈に対する許容応力度 (kg/cm ²)		
SS 41	1,400	$\frac{b}{28fn} \leq t$	
SM 41	$1,400 - 25 \left(\frac{b}{tfn} - 28 \right)$	$\frac{b}{56fn} \leq t < \frac{b}{28fn}$	
SMA 41	$2,200,000 \left(\frac{tfn}{b} \right)^2$	$\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{56fn}$	
SM 50	1,900	$\frac{b}{24fn} \leq t$	
	$1,900 - 39 \left(\frac{b}{tfn} - 24 \right)$	$\frac{b}{48fn} \leq t < \frac{b}{24fn}$	
	$2,200,000 \left(\frac{tfn}{b} \right)^2$	$\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{48fn}$	
SM 50Y	2,100	$\frac{b}{22fn} \leq t$	
SM 53	$2,100 - 45 \left(\frac{b}{tfn} - 22 \right)$	$\frac{b}{46fn} \leq t < \frac{b}{22fn}$	
SMA 50	$2,200,000 \left(\frac{tfn}{b} \right)^2$	$\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{46fn}$	
SM 58	2,600	$\frac{b}{22fn} \leq t$	
SMA 58	$2,600 - 67 \left(\frac{b}{tfn} - 22 \right)$	$\frac{b}{40fn} \leq t < \frac{b}{22fn}$	
	$2,200,000 \left(\frac{tfn}{b} \right)^2$	$\frac{b}{80fn} \leq t < \frac{b}{40fn}$	

1-5-4 補剛材

1-5-3により設計される補剛板の補剛材は、次の規定を満足しなければならない。

- (1) 縦方向補剛材の鋼種は、補剛される板の鋼種と同等以上のものでなければならない。
- (2) (4)項により算出された縦方向補剛材1個の断面二次モーメント I_L (cm⁴) および断面積 A_L (cm²) は、それぞれ式(1-5-3)、および式(1-5-4)を満足しなければならない。

$$I_L \geq \frac{b t^3}{11} \cdot r_{\ell} \cdot \text{req} \quad \dots\dots\dots (1-5-3)$$

$$A_L \geq \frac{b t}{10 n} \quad \dots\dots\dots (1-5-4)$$

ここに、

t : 補剛板の板厚 (cm)

b : 補剛板の全幅 (cm)

n : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数

$r_{\ell} \cdot \text{req}$: (3)項により算出した縦方向補剛材の必要剛比

- (3) 縦方向補剛材の必要剛比 $r_{\ell} \cdot \text{req}$ は次のとおりとする。

- 1) $\alpha \leq \alpha_0$ かつ(4)項により算出した横方向補剛材1個の断面二次モーメント I_t (cm⁴) が式(1-5-6)を満足する場合

$$\left. \begin{aligned} r_{\ell} \cdot \text{req} &= 4 \alpha^2 n \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 (1 + n \delta_{\ell}) - \frac{(\alpha^2 + 1)^2}{n} & (t \geq t_0) \\ &= 4 \alpha^2 n (1 + n \delta_{\ell}) - \frac{(\alpha^2 + 1)^2}{n} & (t < t_0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-5-5)$$

$$I_t \geq \frac{b t^3}{11} \cdot \frac{1 + n r_{\ell} \cdot \text{req}}{4 \alpha^3} \quad \dots\dots\dots (1-5-6)$$

- 2) 1)に規定する以外の場合

$$\left. \begin{aligned} r_{\ell} \cdot \text{req} &= \frac{1}{n} \{ \{ 2 n^2 \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 (1 + n \delta_{\ell}) - 1 \}^2 - 1 \} & (t \geq t_0) \\ &= \frac{1}{n} \{ \{ 2 n^2 (1 + n \delta_{\ell}) - 1 \}^2 - 1 \} & (t < t_0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-5-7)$$

ここに、

α : 補剛板の縦横寸法比, $\alpha = \frac{a}{b}$ (図-1-5-6参照)

α_0 : 限界縦横寸法比, $\alpha_0 = \sqrt[4]{1 + n r_{\ell}}$

a : 横方向補剛材間隔 (cm)

δ_{ℓ} : 縦方向補剛材1個の断面積比, $\delta_{\ell} = \frac{A_{\ell}}{b t}$

r_{ℓ} : 縦方向補剛材の剛比, $r_{\ell} = \frac{I_{\ell}}{\frac{b t^3}{11}}$

t_0 : 表-1-5-6に示す板厚 (cm)

表-1-5-6 板厚 t_0 (cm)

鋼 種	SS 41 SM 41 SMA 41	SM 50	SM 50Y SM 53 SMA 50	SM 58 SMA 58
t_0	$\frac{b}{28fn}$	$\frac{b}{24fn}$	$\frac{b}{22fn}$	$\frac{b}{22fn}$

ここに,

f : 1-5-3に示す応力勾配による係数

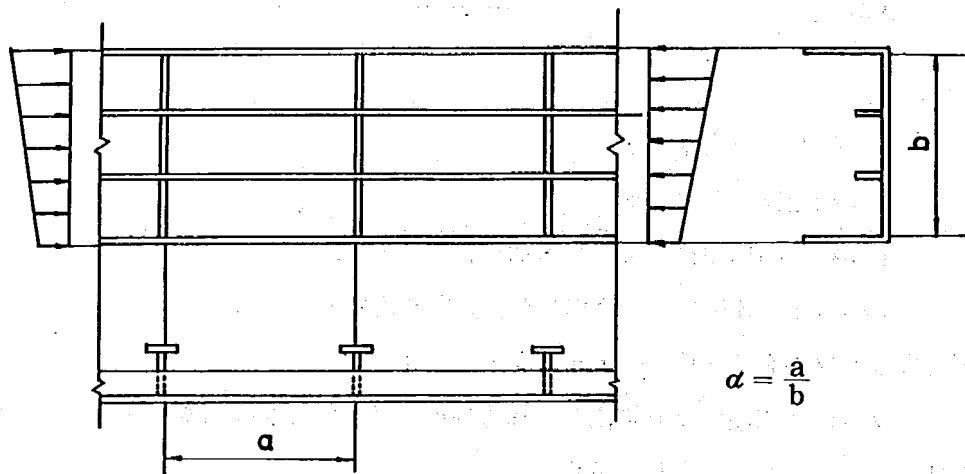


図-1-5-6 補剛板の縦横寸法比 α

(4) 補剛材の断面二次モーメントは、次の規定により算出するものとする。

- 1) 補剛材が補剛される板の片側に配置されている場合は、補剛される板の補剛材側の表面に関する断面二次モーメントとする。
- 2) 補剛材が補剛される板の両側に配置されている場合は、補剛される板の中立面に関する断面二次モーメントとする。

1-6 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材

軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける部材は、次の各項により照査を行うものとする。

(1) 軸方向力が引張の場合

$$\sigma_t + \sigma_{bty} + \sigma_{btz} \leq \sigma_{ta} \quad \dots\dots\dots (1-6-1)$$

$$-\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (1-6-2)$$

$$-\sigma_t + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} \leq \sigma_{cal} \quad \dots\dots\dots (1-6-3)$$

(2) 軸方向力が圧縮の場合

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq 1 \quad \dots\dots (1-6-4)$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq \sigma_{cal} \quad \dots\dots (1-6-5)$$

ここに、

σ_t, σ_c : それぞれ照査する断面に作用する軸方向力による引張および圧縮応力度 (kg/cm²)

$\sigma_{bty}, \sigma_{btz}$: それぞれ強軸および弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ引張応力度 (kg/cm²)

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

σ_{ca} : 表-1-4-1に示す許容軸方向引張応力度 (kg/cm²)

σ_{caz} : 式(1-4-1)により算出した弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (kg/cm²)

σ_{bagy} : 表-1-4-3に示す局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (kg/cm²)

σ_{bao} : 表-1-4-3に示す局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値 (kg/cm²)

σ_{cal} : 両縁支持板、自由突出板および補剛板についてそれぞれ1-5-1, 1-5-2および1-5-3に規定した局部座屈に対する許容応力度 (kg/cm²)

$\sigma_{eay}, \sigma_{eaz}$: それぞれ強軸および弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度 (kg/cm²)

$$\sigma_{eay} = 12,000,000 / \left(\frac{\ell}{r_y}\right)^2 \quad \dots\dots\dots (1-6-6)$$

$$\sigma_{eaz} = 12,000,000 / \left(\frac{\ell}{r_z}\right)^2 \quad \dots\dots\dots (1-6-7)$$

ℓ : 各章に規定する有効座屈長 (cm)

r_y, r_z : それぞれ強軸および弱軸まわりの断面二次半径 (cm)

2 章 コンクリート桁

2-1 設計計算の原則

- (1) 部材の設計にあたっては、原則として設計荷重作用時および終局荷重作用時に対してそれぞれ部材断面の応力度等を照査し、部材が安全であることを確かめなければならない。
- (2) (1)項に規定する設計荷重作用時および終局荷重作用時の荷重の組合せは、それぞれ次のとおりとする。
 - 1) 設計荷重作用時の荷重の組合せは、共通編 2-2 に規定する荷重の組合せとする。
 - 2) 終局荷重作用時の荷重の組合せは、次のとおりとする。
 - (a) $1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
 - (b) $1.0 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
 - (c) $1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃})$
 - (d) $1.3 \times (\text{死荷重} + \text{地震の影響})$
 - (e) $1.0 \times (\text{死荷重}) + 1.3 \times (\text{地震の影響})$

(解説) 設計荷重作用時および終局荷重作用時に対する部材断面の応力度の照査は、建設省「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」によるものとする。

2-2 許容応力度

2-2-1 一般

- (1) 主荷重および主荷重に相当する特殊荷重により部材断面に生じる応力度に対する許容応力度は、鉄筋コンクリート部材およびプレストレストコンクリート部材についてそれぞれ 2-2-1, 2-2-2 および 2-3-1, 2-3-2, 2-3-3 に規定する値とする。
- (2) 従荷重および従荷重に相当する特殊荷重を考慮する場合の許容応力度は、2-2-1, 2-2-2 および 2-3-1, 2-3-2, 2-3-3 に規定する許容応力度に、表-2-1-1 の割増し係数を乗じた値とする。

ただし、架設時荷重に架設時の風荷重または地震の影響を考慮する場合の割増し係数は、表-2-1-1 の値にかかわらず、架設地点の条件、架設中の構造系などを考慮して、別途に定めるものとする。
- (3) 従荷重および従荷重に相当する特殊荷重を考慮する場合のプレストレストコンクリート部材のコンクリートの許容引張応力度は、(2)項の規定にかかわらず、2-3-4 に規定する値とする。

- (4) 従荷重および従荷重に相当する特殊荷重を考慮する場合のPC鋼材の許容応力度は、PC鋼材の降伏点の90%以下の値とするものとする。
- (5) 2-3-1および2-3-2に規定するプレストレスング直後の許容応力度は、割り増してはならない。

表-2-1-1 許容応力度の割増し係数

荷 重 の 組 合 せ	割増し係数
(1) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響	1.15
(2) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+風荷重	1.25
(3) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+温度変化の影響+風荷重	1.35
(4) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+制動荷重	1.25
(5) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+衝突荷重	1.50
(6) 活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響	1.50
(7) 活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響+温度変化の影響	1.65
(8) 風荷重のみ	1.20
(9) 架設時荷重	1.25

2-2-2 鉄筋コンクリート部材に対する許容応力度

2-2-2-1 コンクリートの許容応力度

- (1) コンクリートの許容圧縮応力度および許容せん断応力度は、それぞれ表-2-2-1の値とする。

表-2-2-1 コンクリートの許容圧縮応力度およびせん断応力度 (kg/cm²)

コンクリートの設計基準強度		210	240	270	300
応力度の種類	圧縮力				
	(1) 曲げ圧縮応力度	70	80	90	100
	(2) 軸圧縮応力度	55	65	75	85
(3) せん断応力度		3.6	3.9	4.2	4.5

- (2) コンクリートの許容付着応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表-2-2-2の値とする。

表-2-2-2 コンクリートの許容付着応力度 (kg/cm²)

鉄筋の種類		コンクリートの設計基準強度			
		210	240	270	300
(1)	普通丸鋼	7	8	8.5	9
(2)	異形棒鋼	14	16	17	18

(3) コンクリートの許容支圧応力度は、式(2-2-1)により算出する値とする。

$$\sigma_{ba} = \left(0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b} \right) \sigma_{ck} \quad \dots\dots\dots (2-2-1)$$

ただし、 $\sigma_{ba} \leq 0.5 \sigma_{ck}$

ここに、 σ_{ba} : コンクリートの許容支圧応力度 (kg/cm²)

A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の全面積 (cm²)

A_b : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (cm²)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)

2-2-2-2 鉄筋の許容応力度

鉄筋の許容応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表-2-2-3の値とする。

表-2-2-3 鉄筋の許容応力度 (kg/cm²)

鉄筋の種類			SR 24 SD 24	SD 30	SD 35
応力度, 部材の種類					
引張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合	(1) 一般の部材	1,400	1,800	1,800
		(2) 床版および支間10m以下の床版橋	1,400	1,400	1,400
		(3) 水中あるいは地下水位以下に設ける部材	1,400	1,600	1,600
	(4) 荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値		1,400	1,800	2,000
	(5) 鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合		1,400	1,800	2,000
(6) 圧縮応力度			1,400	1,800	2,000

2-2-3 プレストレストコンクリート部材に対する許容応力度

2-2-3-1 コンクリートの許容応力度

(1) コンクリートの許容圧縮応力度は表-2-3-1の値とする。

表-2-3-1 コンクリートの許容圧縮応力度 (kg/cm²)

コンクリートの設計基準強度			300	400	500
応力度の種類					
プレスト レッシング 直 後	曲げ圧縮 応 力 度	(1) 長 方 形 断 面 の 場 合	150	190	210
		(2) T形および箱形断面の場合	140	180	200
	(3) 軸 圧 縮 応 力 度		110	145	160
そ の 他	曲げ圧縮 応 力 度	(4) 長 方 形 断 面 の 場 合	120	150	170
		(5) T形および箱形断面の場合	110	140	160
	(6) 軸 圧 縮 応 力 度		85	110	135

(2) コンクリートの許容引張応力度は表-2-3-2の値とする。

表-2-3-2 コンクリートの許容引張応力度 (kg/cm²)

コンクリートの設計基準強度			300	400	500
応力度の種類					
曲げ 引張 応 力 度	(1) プレ ス ト レ ッ シ ン グ 直 後		12	15	18
	(2) 活荷重および衝撃以外の主荷重		0	0	0
	主荷重および 主荷重に相当 する特殊荷重	(3) 床版およびブロック工法 におけるブロック継目部 の場合	0	0	0
		(4) そ の 他 の 場 合	12	15	18
	(5) 軸 引 張 応 力 度		0	0	0

(3) コンクリートの許容せん断応力度および許容斜引張応力度は表-2-3-3の値とする。

表-2-3-3 コンクリートの許容せん断応力度
および許容斜引張応力度 (kg/cm²)

コンクリートの設計基準強度		300	400	500
応力度の種類				
(1) せん断応力度		4.5	5.5	6.5
斜引張 応力度	(2) せん断力のみまたはねじりモーメントのみを考慮する場合	8	10	12
	(3) せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	11	13	15

(4) コンクリートの許容付着応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表-2-3-4の値とする。

表-2-3-4 コンクリートの許容付着応力度 (kg/cm²)

コンクリートの設計基準強度		300	400	500
鉄筋の種類				
(1) 普通丸鋼		9	10	10
(2) 異形棒鋼		18	20	20

(5) 許容支圧応力度は2-2-1(3)項の規定によるものとする。ただし、定着具背面については、プレストレスを与えるときに必要なコンクリート圧縮強度が得られていることを確認することにより支圧応力度の照査を省略することができる。

(解説) プレストレスを与えるときに必要なコンクリートの圧縮強度とはプレストレッシング直後にコンクリートに生じる最大応力度の1.7倍以上でなければならない。

2-2-3-2 PC鋼材の許容引張応力度

PC鋼材の許容引張応力度は表-2-3-5の値とする。

表-2-3-5 PC鋼材の許容引張応力度

応力度の状態	許容引張応力度	備 考
(1)最初に引張力を与える場合	$0.80\sigma_{pu}$ あるいは $0.90\sigma_{py}$ のうち小さい方の値	σ_{pu} : PC鋼材の引張強さ (kg/cm ²) σ_{py} : PC鋼材の降伏点 (kg/cm ²)
(2)ポストテンション方式の場合のプレストレッシング直後	$0.70\sigma_{pu}$ あるいは $0.85\sigma_{py}$ のうち小さい方の値	
(3) そ の 他	$0.60\sigma_{pu}$ あるいは $0.75\sigma_{py}$ のうち小さい方の値	

(解説) PC鋼材の許容引張応力度を条文に従って算出した結果を表・解-2-3-1に示す。

表・解-2-3-1 PC鋼材の許容引張応力度 (kg/mm²)

許容引張応力度			最初に引張力 を与える場合	プレストレスング 直 後	設計荷重作用時
鋼 線	SWPR1 および SWPD1	5 ■	130.5	115.5	99.0
		7 ■	121.5	108.5	93.0
		8 ■	117.0	105.0	90.0
		9 ■	112.5	101.5	87.0
鋼 よ り 線	SWPR2	2.9■ (2本より)	156.0	136.5	117.0
	SWPR7A	15.2■を除く7本より線	135.0	122.5	105.0
		7本より線 15.2■	126.0	115.5	99.0
	SWPR7B	全 よ び 名	144.0	133.0	114.0
鋼 棒	丸棒A種	1号	SBPR 80/95	72.0	66.5
		2号	SBPR 80/105	72.0	60.0
	丸棒B種	1号	SBPR 95/110	85.5	66.0
		2号	SBPR 95/120	85.5	71.2

2-2-3-3 鉄筋の許容応力度

鉄筋の許容応力度は2-2-2の規定によるものとする。

2-2-3-4 コンクリートの許容引張応力度の割増し

従荷重および従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合のコンクリートの許容引張応力度は、表-2-3-6の値とする。ただし、架設時荷重に架設中の風荷重または地震の影響を考慮する場合の許容応力度は、表-2-3-6の値にかかわらず、架設時点の条件、架設中の構造系などを考慮して、別途に定めるものとする。

表-2-3-6 コンクリートの許容引張応力度 (kg/cm²)

荷重の組合せ	コンクリートの設計基準強度		
	300	400	500
(1) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重 +温度変化の影響	17	20	23
(2) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+風荷重	22	25	28
(3) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重 +温度変化の影響+風荷重	22	25	28
(4) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+制動荷重	22	25	28
(5) 主荷重+主荷重に相当する特殊荷重+衝突荷重	—	—	—
(6) 活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響	—	—	—
(7) 活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響 +温度変化の影響	—	—	—
(8) 風荷重のみ	20	23	26
(9) 架設時荷重	22	25	28

従荷重および従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合のプレストレストコンクリート部材のコンクリートの許容引張応力度は、2-2-1(2)項の規定によらずに表-2-3-6に示す値を用いなければならない。表-2-3-6に示す値の内、7および8に対しては許容応力度を示さずに、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編2-4-3(2)項2の規定により照査すればよいこととした。

第3章 床版

3-1 鉄筋コンクリート床版およびプレストレストコンクリート床版

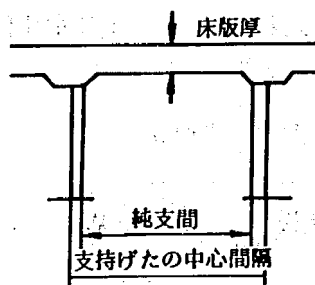
3-1-1 適用の範囲

この節は、鋼げたまたはコンクリートげたで支持され、辺長比が1:2以上の鉄筋コンクリート床版およびプレストレストコンクリート床版の設計に適用する。

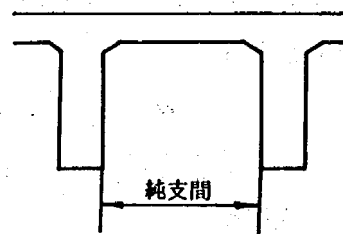
3-1-2 床版の支間

(1) 単純版および連続版の設計ガイドウェイ・バス荷重および死荷重に対する床版の支間はつぎのとおりとする。

- 1) 支持げたが鋼げたの場合は、床版の支間は支持げたの中心間隔とする。ただし、単純版において、図-3-1-1(1)に示す純支間に床版の厚さを加えた長さが支持げたの中心間隔より小さい場合には、床版の支間を純支間としてよい。
- 2) 支持げたがコンクリートげたの場合は、床版の支間は図-3-1-1(2)に示す純支間とする。



(1) 支持げたが鋼げたの場合



(2) 支持げたがコンクリートげたの場合

図-3-1-1 単純版および連続版の床版の支間

(2) 片持版の設計ガイドウェイ・バス荷重および死荷重に対する床版の支間はつぎのとおりとする。

- 1) 支持げたが鋼げたの場合は、床版の支間は図-3-1-2に示すとおりとする。
- 2) 支持げたがコンクリートげた場合は、床版の支間は図-3-1-3に示すとおりとする。

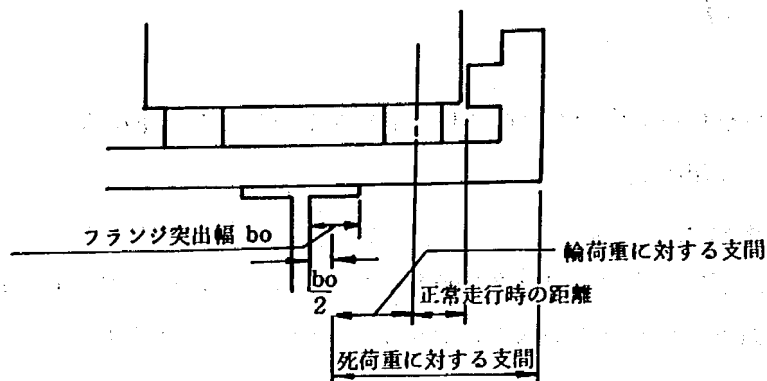


図-3-1-2 支持げたが鋼げたの場合の片持版の床版の支間

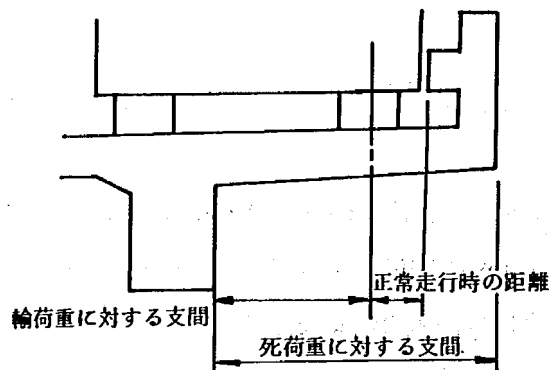


図-3-1-3 支持げたがコンクリートげたの場合の片持版の支間

- (3) 設計ガイドウェイ・バス荷重に対する床版の支間は表-3-1-1に示す値以下とするのを原則とする。

表-3-1-1 床版の支間の最大値(単位m)

支持げた	床版	単純板, 連続板	片持版
	鋼 げ た	4.0	1.5
鉄筋コンクリートげた		4.0	1.5
プレストレストコンクリートげた		6.0	3.0

3-1-3 床版の設計曲げモーメント

- (1) 輪荷重による床版の単位内(1m)あたりの設計曲げモーメント(衝撃を含む)は, 輪荷重の載荷状態に応じて求めることを原則とする。但し, 主輪の載荷位置は正常走行状態を考える。
- (2) 等分布死荷重による床版の単位内(1m)あたりの設計曲げモーメントは表-3-1-

2に示す式で求めてよい。

表-3-1-2 等分布死荷重による床版の単位巾(1m)あたりの設計曲げモーメント ($t \cdot m/m$)

版の区分	曲げモーメントの種類	主鉄筋方向の 曲げモーメント	配力鉄筋方向の 曲げモーメント
単純版		$+wL^2/8$	無視してよい
片持版		$-wL^2/2$	
連続版	端支間支間曲げモーメント	$+wL^2/10$	

ここに L : 3-1-2に示す死荷重に対する床版の支間 (m)

w : 等分布死荷重 (t/m^2)

第4章 支承部および伸縮装置

4-1 一般

- (1) 支承は上部構造から伝達される荷重を確実に下部構造に伝達し、地震・風・温度変化などに対して安全なように設計しなければならない。
- (2) 支承の耐震設計は、「道路橋示方書 V. 耐震設計編」の規定によって行なうものとする。

4-2 支承に作用する負の反力

支承は式-4-2-1、式-4-2-2または式-4-2-3によって求めた負の反力のうち、不利な値を用いて安全性を確かめねばならない。

$$R = R_{\ell+i} + R_{d1} + \frac{R_{d2}}{1.5} \dots\dots\dots (4-2-1)$$

$$R = R_{\ell+i} + R_{d1} + \frac{R_{d2}}{1.5} + R_w \dots\dots\dots (4-2-2)$$

$$R = R_{d1} + \frac{R_{d2}}{1.5} + R_E \dots\dots\dots (4-2-3)$$

ここに、

R : 支承に生じる反力 (t)

$R_{\ell+i}$: 衝撃を含む活荷重による最大負反力 (t)

R_{d1} : 支承に負の反力を生じさせる部分に加わる死荷重による支承反力 (t)

R_{d2} : 支承に正の反力を生じさせる部分に加わる死荷重による支承反力 (t)

R_w : 風荷重による最大負反力 (t)

R_E : 地震による最大負反力 (t)

4-3 可動支承の移動量

- (1) 可動支承は、上部構造の温度変化・たわみ・コンクリートのクリープおよび乾燥収縮・プレストレスによる部材の弾性変形などによって生じる移動量に対して余裕のある構造としなければならない。

支承の移動量算定に用いる温度変化および線膨張係数は2-8条の規定によるものとする。

- (2) コンクリート橋のクリープおよび乾燥収縮の影響を算定する場合には、表-4-3-1

によることができる。

表-4-3-1 コンクリートのクリープ係数と乾燥収縮量

コンクリートのクリープ係数	$\varphi = 2.0$
コンクリートの乾燥収縮	20 deg 降下相当

4-4 可動支承の摩擦係数

可動支承に働く水平力の算定には、表-4-4-1の摩擦係数を用いるものとする。

表-4-4-1 可動支承の摩擦係数

摩擦機構	支 承 の 種 類	摩 擦 係 数
ころがり摩擦	ローラーおよびロッカー支承	0.05
すべり摩擦	ふっ素樹脂支承板支承	0.10
	高力黄銅鑄物支承板支承	0.15
	鑄鉄の線支承	0.20
	鋼の線支承	0.25

4-5 アンカーボルト

アンカーボルトは直径の10倍以上の長さを下部構造中に固定しなければならない。また、アンカーボルトの直径は25mm以上とする。

4-6 支承各部の厚さ

- (1) ソールプレートおよびベースプレートの厚さは22mm以上を原則とする。
- (2) 鑄鋼および鑄鉄の支承の主要部の厚さは、表-4-6-1に示す値以上とする。

表-4-6-1 最小厚さ

支承の種類	最小厚さ (mm)
鑄 鋼	25
鑄 鉄	35

4-7 可動支承部における移動制限装置

可動支承部には、地震その他不測の事態におけるけたの異常な移動を防止する装置を設けなければならない。

4-8 伸縮装置

伸縮装置は、設置する道路の性格・橋の形式・必要伸縮量を基本として、全体的な耐久性・平たん性・排水性と水密性・施工性・補修性・経済性などを考慮して定めるものとする。

第5章 誘導壁・分岐壁・防護壁など

5-1 誘導壁および分岐壁

- (1) 誘導壁および分岐壁は、ガイドウェイ・バスが安全にかつ円滑に誘導できる構造としなければならない。
- (2) 誘導壁および分岐壁の設計にあたっては、つぎに示す荷重によって生ずるそれらに直角方向の力を考慮するものとし、その作用位置は、それぞれ誘導輪および分岐輪の高さとする。
 - 1) ガイドウェイ・バス横荷重
 - 2) 遠心荷重
 - 3) ガイドウェイ・バスに作用する風荷重
- (3) 荷重の組合せに対する許容応力度の割増し係数はⅡ上部構造編1-3の規定によるものとする。

ガイドウェイ・バス横荷重は共通編2-6に規定されているが、この荷重によって誘導壁や分岐壁に作用する力はガイドウェイ・バスの誘導形式算によって異なる。したがって、この力は実験等によって定める必要があるが現在まで得られているデータは表-解-5-1のとおりである。この値には遠心荷重も含まれているが、走行速度が最高速度でないこともあり、これをガイドウェイ・バス横荷重のみによる力と考えて、現状では800 kg/輪を考慮しておけばよいと考えられる。

また、遠心荷重および風荷重による力は、路面とタイヤの間の摩擦力を無視して算出しておけば安全である。

5-2 防護壁

- (1) 防護壁の高さは床版上面より90cm以上とする。
- (2) 防護壁の設計にあたっては、Ⅰ共通編2-15(3)に規定する衝突荷重を考慮するものとする。この場合の許容応力度の割増し係数は、Ⅱ上部構造編1-3の規定によるものとする。

5-3 緊急避難用通路の高欄

- (1) 緊急避難用通路には高さ90cm以上の高欄を設けるのを原則とし、高欄は、その頂部に250 kg/mの側面に直角方向の力が作用するものとして設計しなければならない。

表 V—1 誘導壁応力測定結果

速度	測定点 進入方向	① 横 荷 重 (kg)	② 横 荷 重 (kg)	③ 横 荷 重 (kg)
5 km/H	往 路	0	5 9 0	4 7 0
		0	5 6 7	8 3 0
		0	6 2 0	6 6 5
		0	5 9 0	4 2 5
		0	5 6 7	4 8 5
	復 路	2 1 5	5 9 0	4 1 0
		2 1 5	5 9 0	6 8 5
		1 2 8	5 9 0	4 1 0
		1 8 4	5 9 0	7 0 6
		1 8 4	5 9 0	4 1 0
		2 1 5	5 9 0	4 2 5
10 km/H	往 路	6 1	5 6 7	4 4 6
		6 1	5 2 0	6 0 0
		6 1	5 4 0	4 6 6
	復 路	2 7 5	5 4 0	4 2 5
		2 1 5	5 4 0	4 4 6
20 km/H	往 路	3 6 5	4 2 0	4 1 0
		3 9 8	4 2 0	4 1 0
		3 3 7	4 2 0	3 8 5
	復 路	3 9 8	3 7 2	4 4 6
		4 3 0	4 2 0	4 4 6
		4 3 0	3 7 2	4 6 6

第6章 路面

6-1 走行路の摩耗防止処置およびすべり止処理

- | |
|--|
| <ul style="list-style-type: none">(1) コンクリート床版上の走行路には、摩耗防止処置を行うのを原則とする。(2) 鋼床版上の走行路には、すべり止処理を施すのを原則とする。 |
|--|

(解説) (1)については、舗装を行わずに、コンクリート床版上に鋼板を敷設し、その上面にすべり止処理を行なうことも考えられる。

付 属 資 料

I. 荷 重

(1) ガイドウェイバス荷重の問題点

ガイドウェイ構造物に影響を与えるガイドウェイバス荷重の諸元は次のとおりである。

- (1) 総重量
- (2) 軸距
- (3) 輪距
- (4) 連結台数
- (5) 車輛の車線横断方向の移動範囲（輪荷重の載荷範囲）

これらに対し、構造基準は次のように取扱っている。

(1)(2)(3)については具体的な数値を規定している。

(4)については“連行長さは最大40mを原則とし(条文)”計画段階で明確化することができる場合は、その値を用いる（解説）ことになっている。

(5)については規定していない。

構造基準の主旨が、“設計の基準となるガイドウェイバス荷重を定めてガイドウェイ構造物を設計し、実際の車輛はこのような荷重を設計された構造物が安全なものであるように定める”ことであるように考えられるが、上記(4)、(5)の規定からこの主旨は厳密な意味では満足されない。

以上のことから、ガイドウェイバス荷重に対する見解をはっきりしておく必要があるように思われる。

(A) (1)~(5)について、基準値をすべて具体的に規定する。この場合は不経済になることは避けられない。また、設計基準で設計し、使用する荷重で安全性を照査するので、設計を2回行なうことになる（実計算を行ってみなければ安全性は判断しにくい）。

(B) 車輛の大きさ等を構造物との関係をはなれて規制する。

などが考えられる。

(2) 等価換算荷重

設計ガイドウェイバス荷重については(1)で述べたような問題点があり、今後検討されるべきものであるが、ここでは、設計計算の簡略化を図るためガイドウェイ・バス・システム構造基準報告書に定められた、設計ガイドウェイバス連行荷重を、それと等価な換算荷重に置き換えてみた。

換算にあたっては、主としてけたに生じる曲げモーメントが均しくなるように、(A)等分布荷重、(B)等分布荷重と集中荷重（図-付1参照）にそれぞれ換算を試みた。対象とした荷重

は総重量 18t のシングルモード中型バスである。換算にあたっては、ガイドウェイバス 1 車線分を考え、連行車輛数は 2, 4, 6, …, 16, 支間は 200 m までとした。図-付 2 に計算結果を示す。

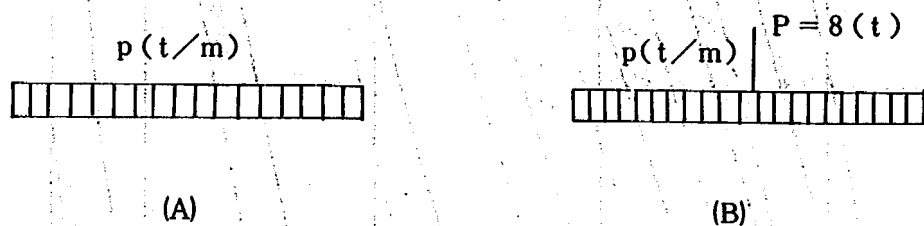


図-付 1 等価換算荷重

これら A, B の等価換算荷重を用いた場合の 2 径間連続げたにおける曲げモーメントおよびせん断力を表中サフィックス A, B のついているものがそれぞれ等価換算荷重 A, B による値であることを示している。

表-付 1 曲げモーメント

L (m)	支間モーメント			支点モーメント		
	M	M_A	M_B	M	M_A	M_B
20	82.4	83.8	86.4	-104.7	-110.3	-101.0
30	185.8	184.7	188.6	-233.3	-243.0	-229.1
50	509.3	504.5	511.0	-652.8	-663.8	-650.2

表-付 2 せん断力

L	S	S_A	S_B
20	31.6	27.6	26.3
30	45.0	40.5	39.3
50	71.3	66.4	65.1

以上の結果より、換算荷重 A, B ともにせん断力については若干過少評価しているが、実用上はどちらの荷重を用いても設計に大きな差はなく、十分な精度で換算荷重を用いることができる。

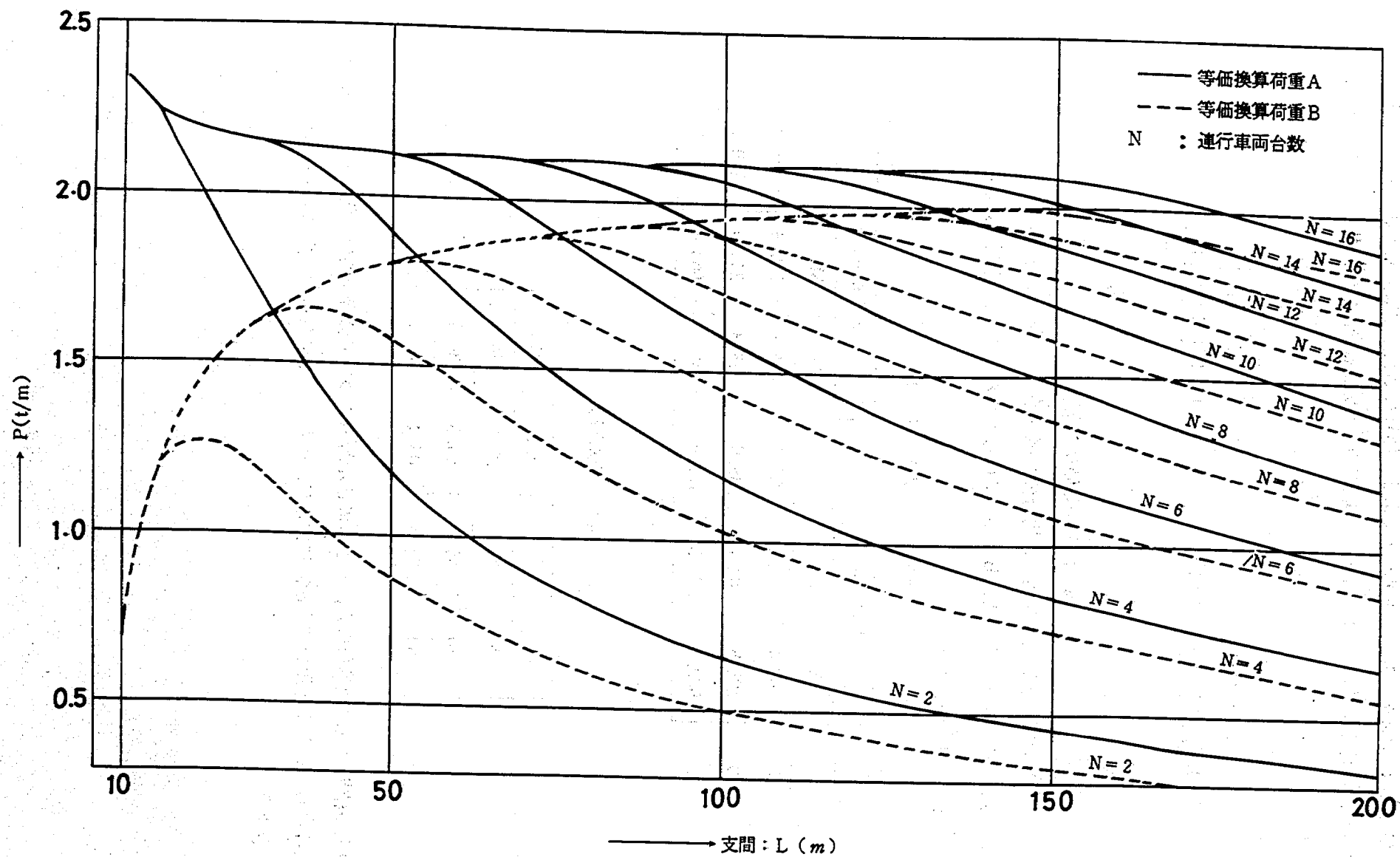


図-付2 等価換算荷重 (総重量18トンのシングルモードバス)

II RC床版の設計

(1) RC床版の設計曲げモーメント

I, (1)でも述べたように、設計ガイドウェイ・バス荷重については今後の検討が必要であるが、ここでは、ガイドウェイ・バス・システム構造基準報告書の規定によるシングルモード中型バスを対象に、RC床版の設計曲げモーメントを求める図表を単純版および片持版について示す。

1) 計算方法

- (イ) RC床版を等方性の版とみなし、式(II・1)で与えられる版のたわみに関する微分方程式を級数によって解く。

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{P(x, y)}{D} \quad \dots\dots\dots (II \cdot 1)$$

- (ロ) 計算にあたっては、舗装によるバス輪荷重の分布は無視し、床版厚は14cmとした。
 (ニ) 計算にあたっては、シングルモードバス輪荷重のうち片側の車輪のみ載荷する。単純版の計算および片持版の計算に用いた輪荷重は図-付II・1に示すとおりである。

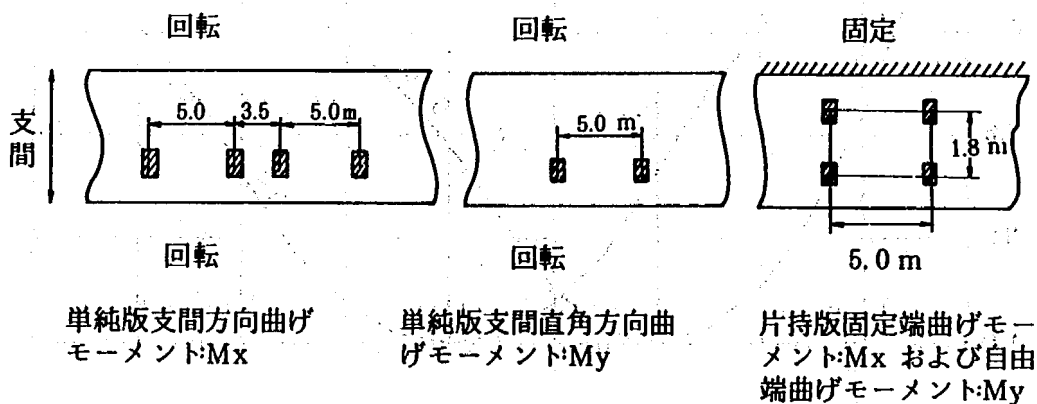


図-付II・1 輪荷重の載荷方法

- (ホ) 車輪の接地面積は 20cm×50cm とする。

2) 計算結果および利用方法

(イ) 単純版の曲げモーメント

図-付II・2.1は、単純版の床版支間方向の曲げモーメント分布を示したものであり、輪荷重の中心が $x = a$ にあるときの任意の点 x における曲げモーメント M_{ax} をそのときの最大曲げモーメント $M_{ax(max)}$ で除した値 (α) である。

次に図-付II・2.2は、輪荷重の中心が $x = a$ のとき、床版に生じる最大曲げモーメント $M_{ax(max)}$ を輪荷重の大きさ P で除した値 (β) で示したものである。

従って、曲げモーメントは、式(II・2)で与えられる。

$$M_x = \alpha x \cdot \beta x \cdot P \quad \dots\dots\dots (II \cdot 2)$$

なお、単純版の支間直角方向曲げモーメント M_y についても M_x と同様 図-付Ⅱ・3 ~ 図-付Ⅱ・4 を用いて式 (Ⅱ・3) で与えられる。

$$M_y = \alpha_y \cdot \beta_y \cdot P \quad \dots\dots\dots (Ⅱ・3)$$

(ロ) 片持版の曲げモーメント

片持版の場合は、図-付Ⅱ・5 のように輪荷重を載荷するものとした。また M_y については輪荷重直下での値を求めている。図-付Ⅱ・6 は計算結果を示す。

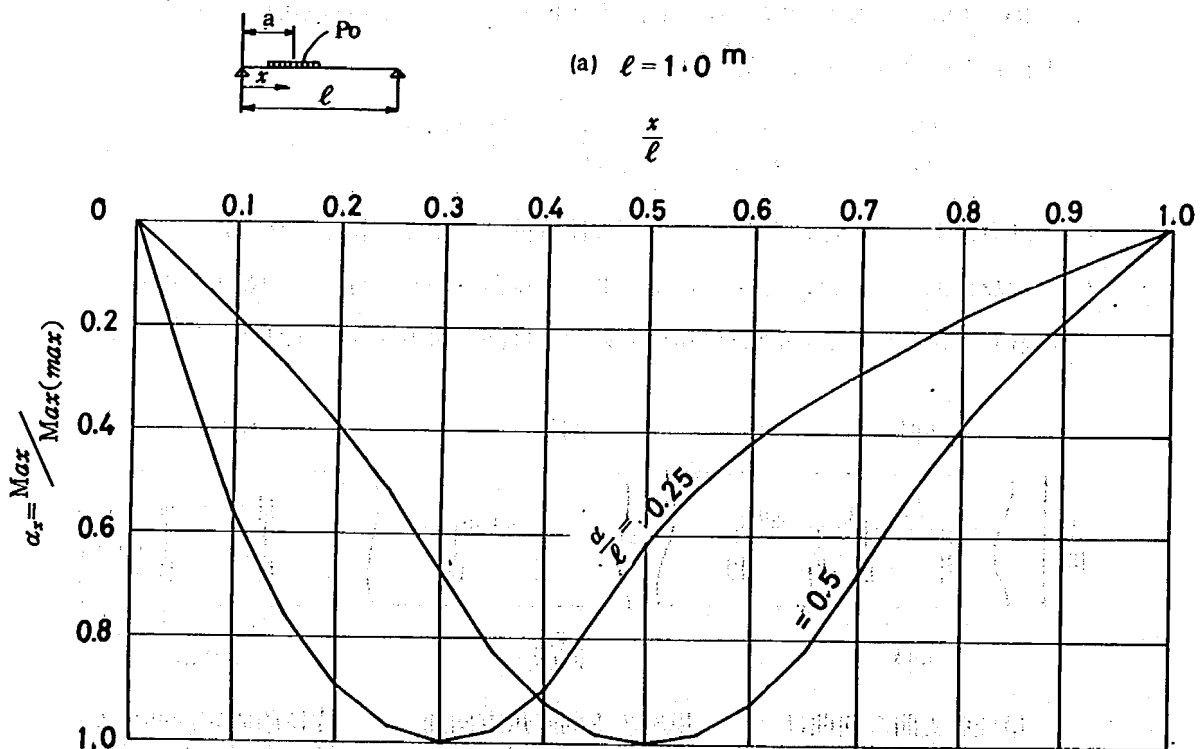
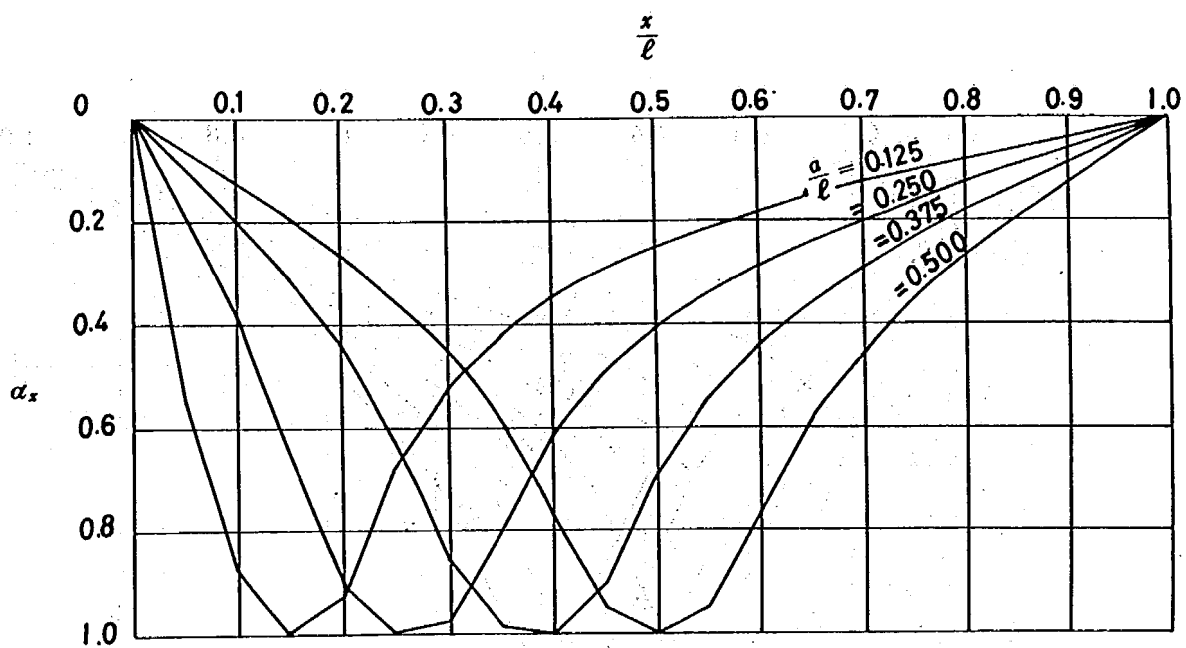
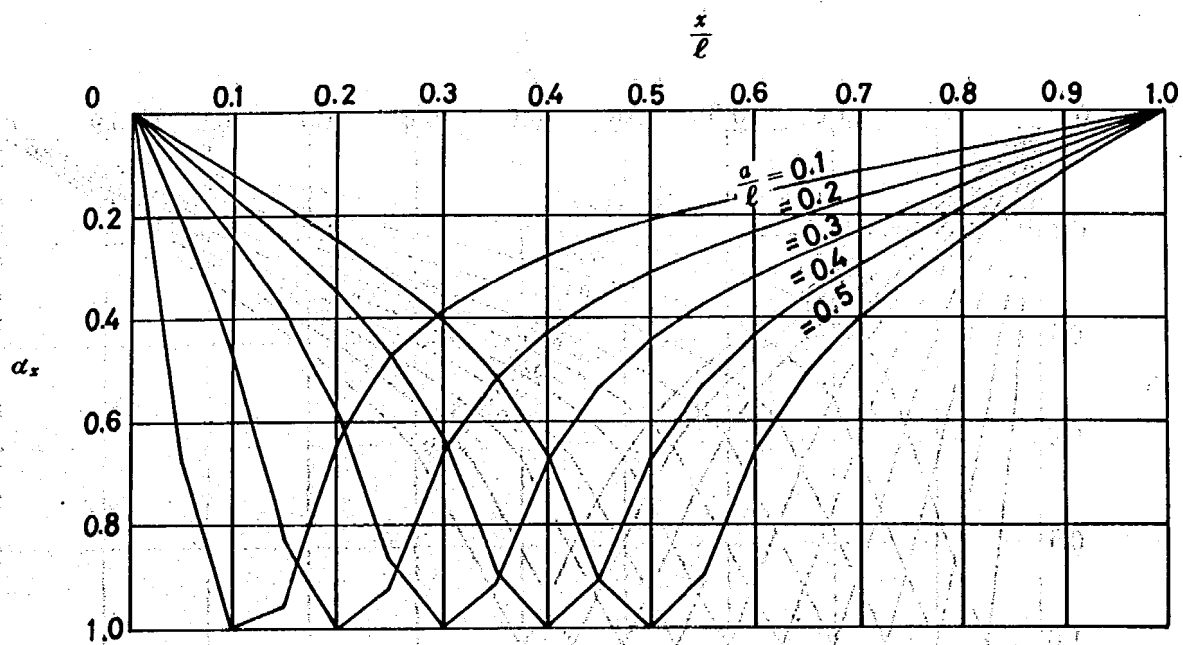


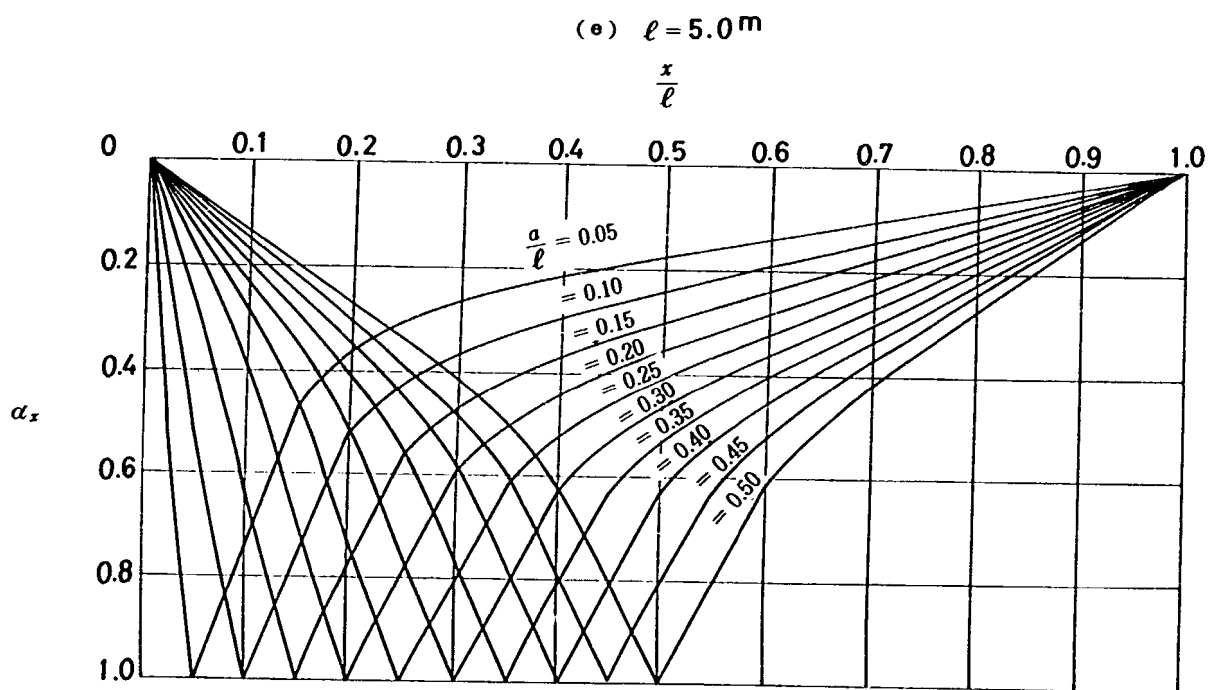
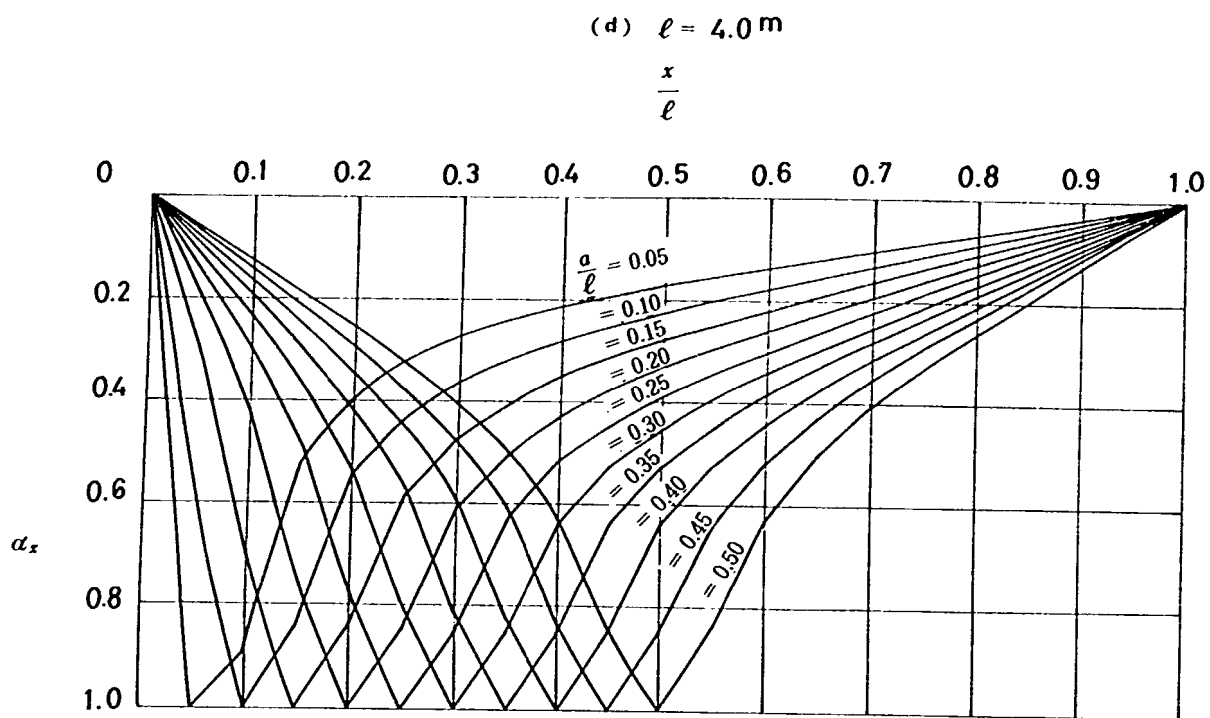
図-付Ⅱ・2.1 支間方向曲げモーメント係数 α_x

(b) $\ell = 2.0 \text{ m}$



(c) $\ell = 3.0 \text{ m}$





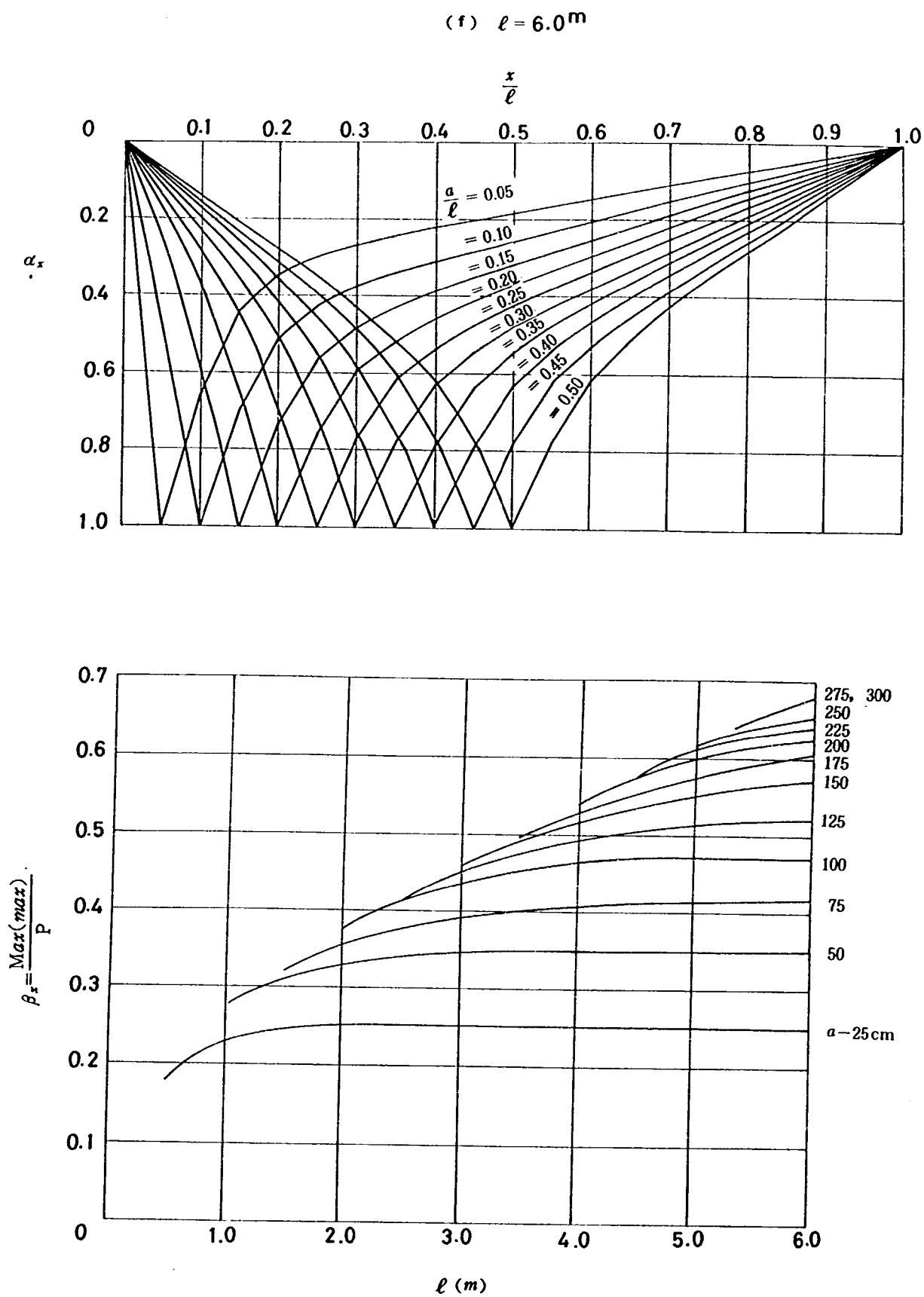


図-付Ⅱ・2.2 支間方向曲げモーメント係数 β

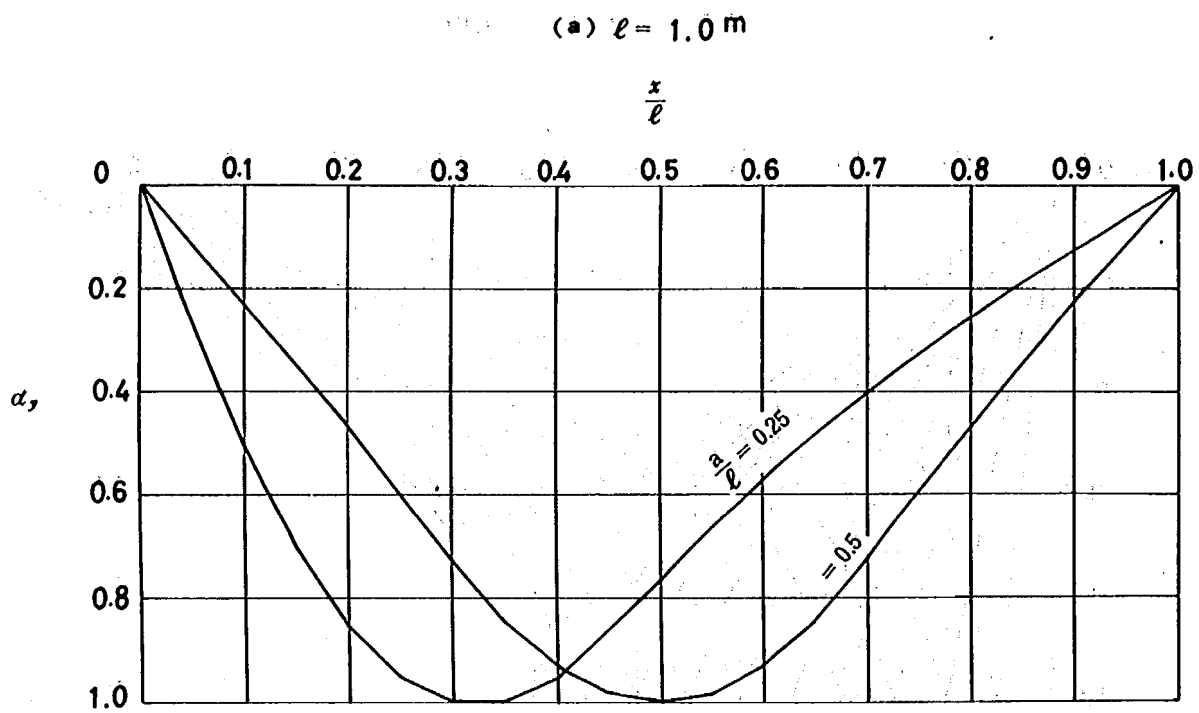
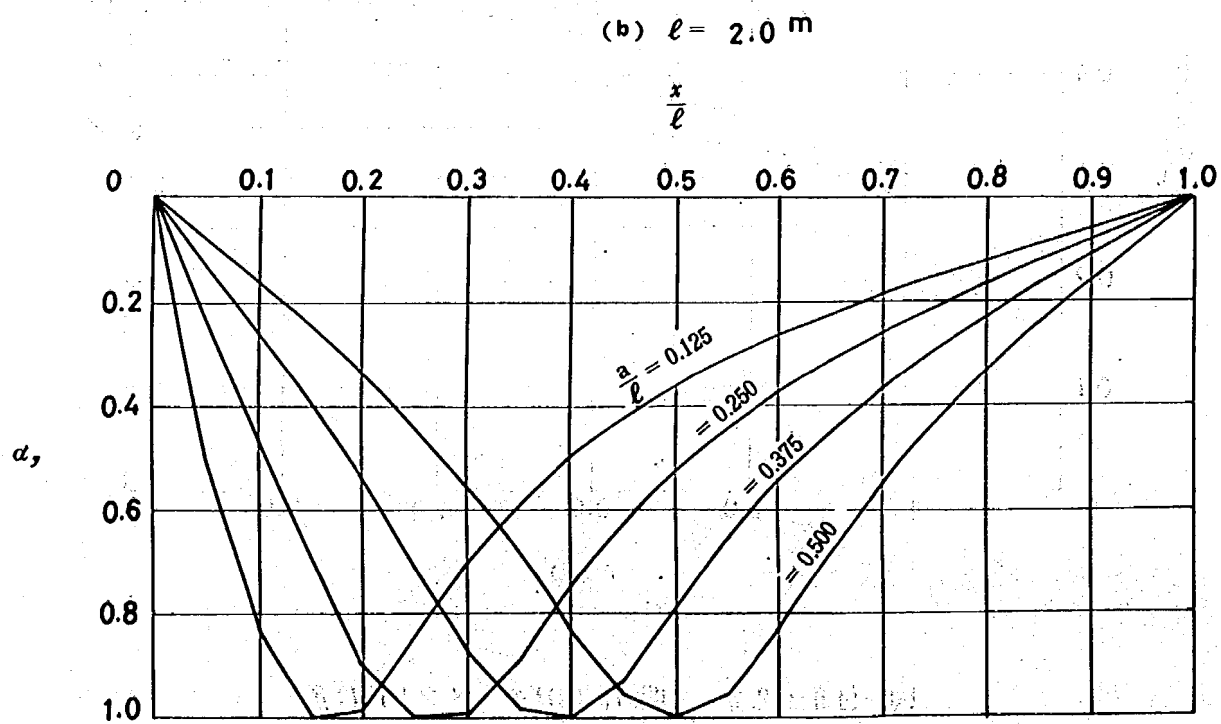
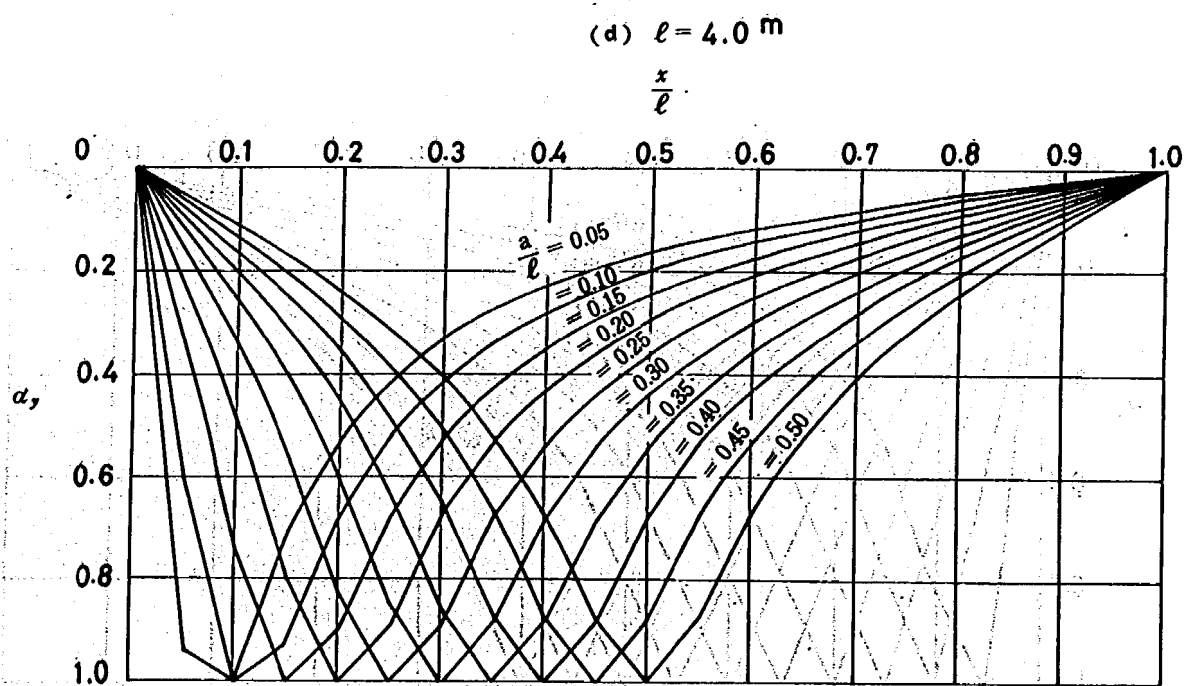
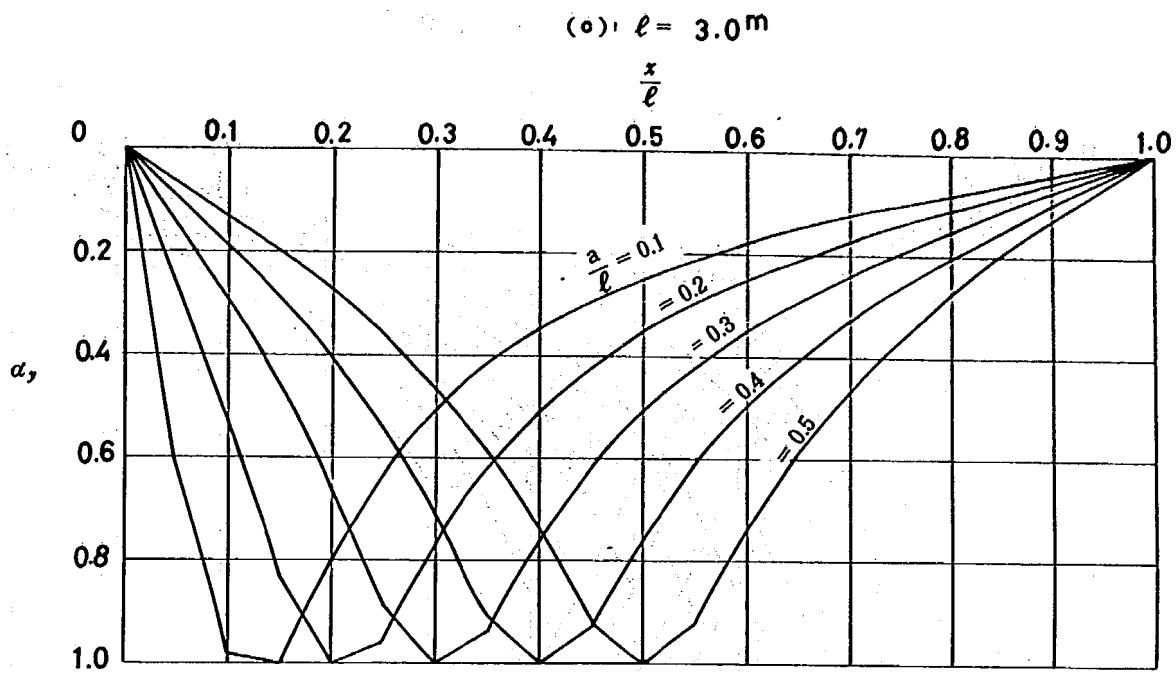
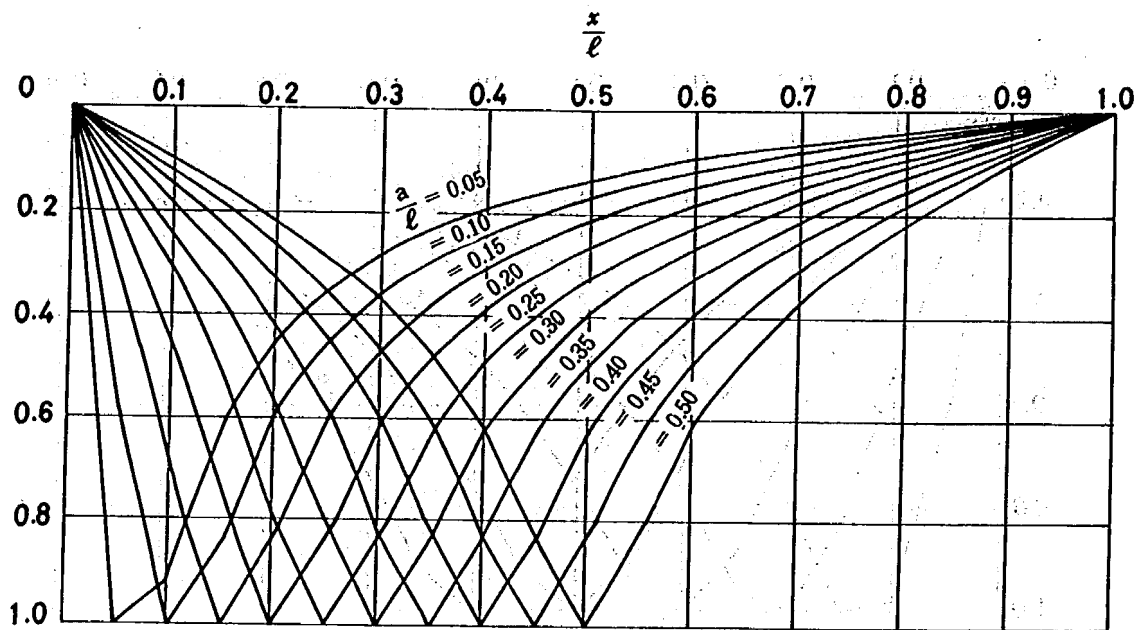


図-付Ⅱ・3 支間直角方向曲げモーメント係数 α_y

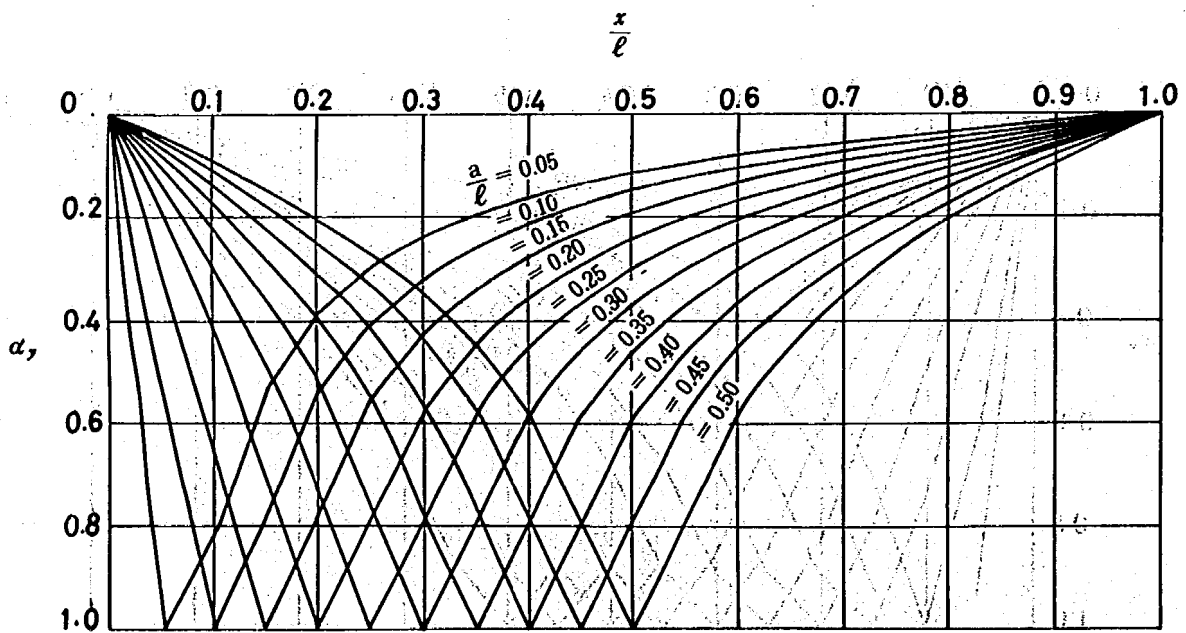


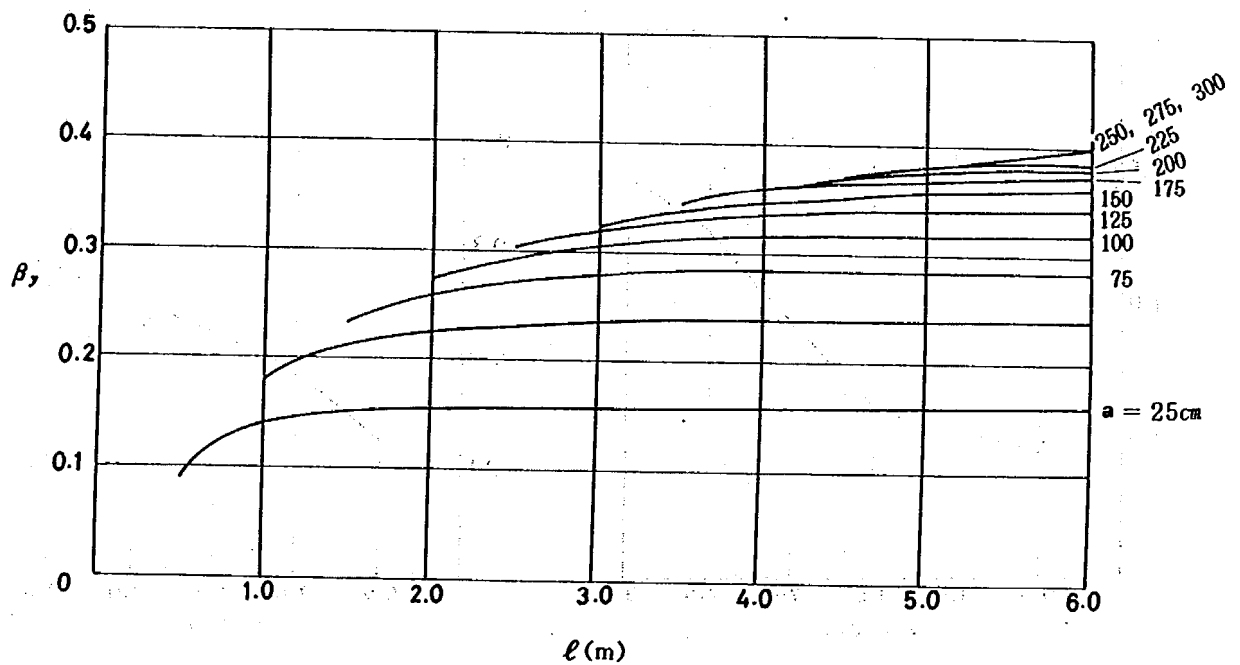


(e) $\ell = 5.0 \text{ m}$

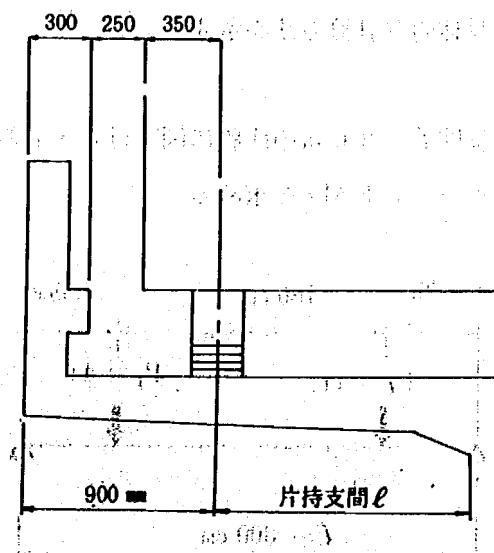


(f) $\ell = 6.0 \text{ m}$

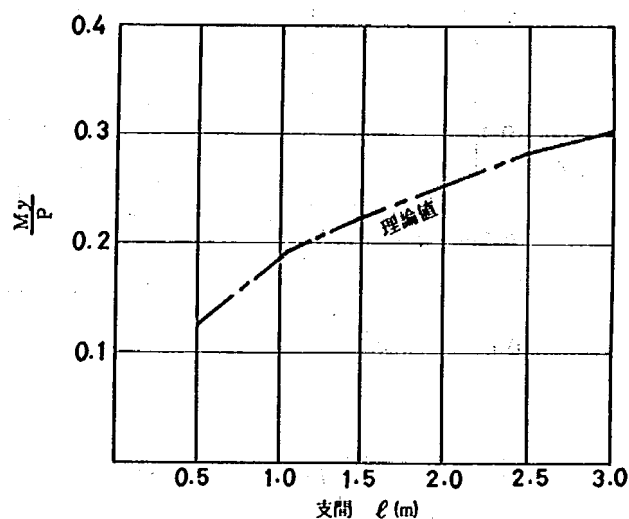
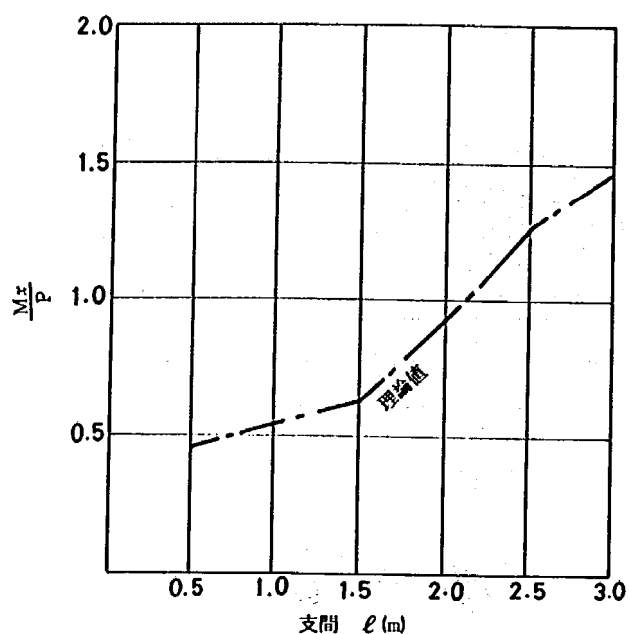




図一付Ⅱ・4 支間直角方向曲げモーメント係数 β_y



図一付Ⅱ・5 片持版の輪荷重載荷位置



(a) 片持版の支間方向曲げモーメント M_x

(b) 片持版の支間直角方向曲げモーメント M_y

図-付Ⅱ・6 片持版の曲げモーメント

3) 計算例

以上に述べた計算結果は、単純版の場合、車輛片側の輪荷重列のみ考えているので、実際に床版の曲げモーメントを求める場合、さらにもう片側の車輪の影響も考えなければならない。この場合は、重ね合せによって曲げモーメントを計算することができる。

以下例題によって具体的な計算方法を示す。

例題

輪荷重が支間 $l = 3.0$ m の床版に図-付Ⅱ・7のように載荷された場合の支間方向の曲げモーメント M_x を求める。

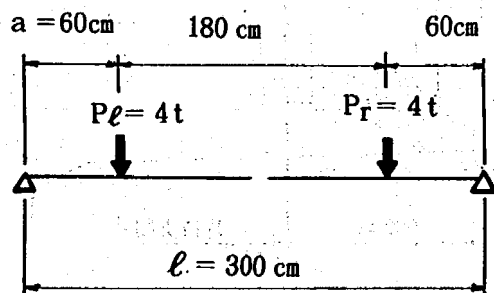


図-付Ⅱ・7

$P\ell$ の荷重位置 a と支間 ℓ との比は

$$a/\ell = 60/300 = 0.2$$

Pr の荷重位置 a と支間 ℓ との比は

$$a/\ell = 240/300 = 0.8$$

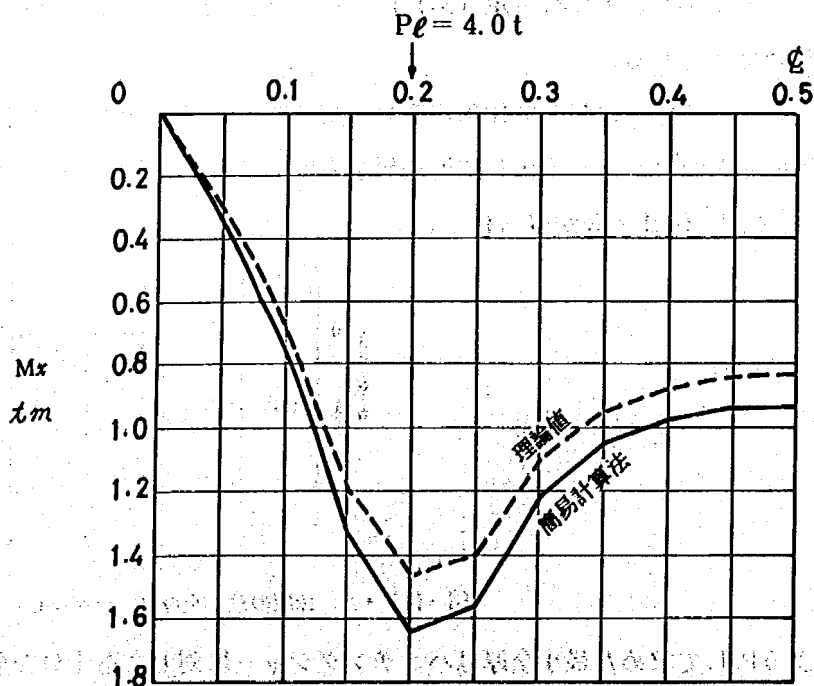
であり、この場合 Pr と $P\ell$ は対象な位置に荷重されているので $a/\ell = 0.2$ の場合の結果を利用できる。

図-付Ⅱ・2(c) および図-付Ⅱ・3 から αx , βx を求め $Mx = \alpha x \cdot \beta x \cdot P$ により曲げモーメントを求め、次表を得る。

$\frac{x}{\ell}$	αx			④ $\beta x \times P$	③×④ Mx (t・m)
	① $P\ell$ について	② Pr について	③=①+②		
0.05	0.210	0.030	0.240	1.467	0.353
0.10	0.460	0.057	0.517	"	0.759
0.15	0.825	0.085	0.910	"	1.337
0.20	1.000	0.113	1.113	"	1.635
0.25	0.923	0.141	1.064	"	1.563
0.30	0.658	0.170	0.828	"	1.216
0.35	0.518	0.202	0.720	"	1.058
0.40	0.430	0.235	0.665	"	0.977
0.45	0.364	0.275	0.639	"	0.939
0.50	0.315	0.315	0.630	"	0.925

$$\beta x \times P = 0.367 \times 4.0 \text{ t} = 1.467$$

これを図示すると次のようになる。



図中、簡易計算法とあるのがこのようにして求めた曲げモーメントである。理論値とあるのは、重ね合せによって求めるのではなく直接計算によって求めた値である。簡易計算法による値は約10%大きい目の値を与えることになるので、これをそのまま設計曲げモーメントとすればよいものと思われる。

(2) せん断力を考慮した床版の最小全厚について

ガイドウェイ構造物の床版の最小全厚について床版のせん断に対する安全性の面から検討を加えてみる。

計算の仮定は次のとおりである。

- (イ) 荷重はシングルモード中型バスとし、床版支間直角方向には2台支間方向には台数に制限なく載荷する。
- (ロ) せん断力の照査位置は支点から床版厚 h だけ離れた位置とする。
- (ハ) 床版に作用するせん断力が式 (Ⅱ・4) で与えられるせん断抵抗値以下となるように床版厚 h を決める。

$$Q = b_w \cdot d \cdot \tau_a \quad \dots\dots\dots (Ⅱ・4)$$

ここに、 Q : 床版の抵抗せん断力 (kg)

b_w : 床版の単位幅 (cm)

d : 床版の有効高 (cm)

τ_a : コンクリートの許容せん断応力度 (kg/cm²)

ただし、コンクリートの許容せん断応力度 τ_a は道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編に規定された許容値に係数 $\xi = 1.6 - d \geq 1.0$ (d は m 単位) を剩じた値とした。この係数は CEB モデルコードにおけるせん断規定 (案) によるもので、版の効果を期待した許容せん断応力度の割増係数である。

以上の計算の結果、計算値に対して10%程度の余裕を持った最小全厚 (ただし支間 2 m までは、配管等の施工面のことも考慮して道路橋示方書にならい 16cm 以下にしないものとしている。) として図-付Ⅱ・8 が得られる。

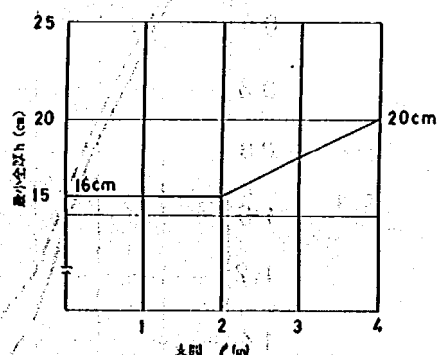


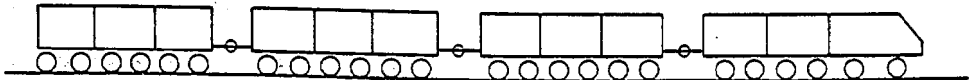
図-付Ⅱ・8 床版の最小全厚 (シングルモード中型バス)

なお、このようにして求めた最小全厚はパンチングシャーに対しても十分安全側な値となっている。

Ⅱ ガイドウェイバスシステムの運行方法に関する調査結果

ガイドウェイの設計において、活荷重の載荷長さ等を決めるためにガイドウェイバスシステムの運行条件を把握しておく必要があるため、関係各団体よりアンケート調査を行なった。その結果をまとめて以下に示す。

1. 車輛の連結両数

大阪市交通局	4 両連結
神戸市企画局新交通建設部	6 両連結で計画
川崎重工業㈱	構造および機能上からは連結両数の制限はない。しかしながら実用化に際しては6両連結までが適当と考える。
東急車輛製造㈱	需要によって車両の大きさ、編成数、運転ヘッドを決めることにしている。中型車両の標準型定員を75人とし、この場合の車両長は8 mとなる。 この場合の基本編成は、2両固定で2編成（即ち4両連結）。または、3両固定編成（3両連結）としている。
日本車輛製造㈱	標準形式の場合は3両固定編成のものを最大4つ連結して運転（3両×4＝12両）する計画。 
富士車輛㈱	通常は2～4両連結。まれに6両連結。

2. 連結両数決定の条件

大阪市交通局	車両の大きさとラッシュ1時間の輸送需要量及び最小運転間隔により決定される。 車両の大きさ 長さ8 m×巾2.3 m, 定員75人(先頭車73人) 1列車(4両連結) 定員 298人 昭和65ラッシュ1時間輸送需要量 12,600人/h 最小運転間隔 1分30秒 1時間当り輸送能力 $298 \text{人} \times 40 \text{回} = 11,920 \text{人/h}$
神戸市企画局新交通建設部	車両定員, 運行計画, ピーク時需要量の関連から定まるもので, 神戸市の場合は車両定員75人/両, 運行間隔(ピーク時) 2分30秒, ピーク時需要量9,797人/h(計画資料参照)とすると $9,797 \text{人} \div (75 \text{人} \times 60 \text{分} / 2 \text{分} 30 \text{秒}) \div 5.4 \rightarrow 6 \text{両}$となる。
川崎重工業㈱	KCVシステムは中量輸送を対象としているので6両連結までである。これは必要輸送量に対応でき, また都市美観上駅の長さをなるべく短くしたいことからこのように計画した。
東急車輛製造㈱	理論的には10両程度まで連結が可能であるが, ピーク時1時間の必要輸送量からそれほどの連結が必要なく, 美観上および建設費の面からホームの長さを出来るだけ短かくすることが望ましいと考え, 連結数を決めている。
日本車輛製造㈱	地下鉄とバスの中間的交通システムを指向し, 輸送能力約19,000人/h(最大バスの約4~5倍, 地下鉄の$\frac{1}{2}$~$\frac{1}{4}$倍)としたため, またその場合はホーム長を約50mとしたので12輛編成になっている。(これは構造物の大きさを基準に合わせたものである)

富士車輛㈱	定員を50人～130人／両 ヘッドウェイ60～120秒とすると、4両のとき最大31,200人／hとなり一般の新交通システムの要求を満足する。
-------	--

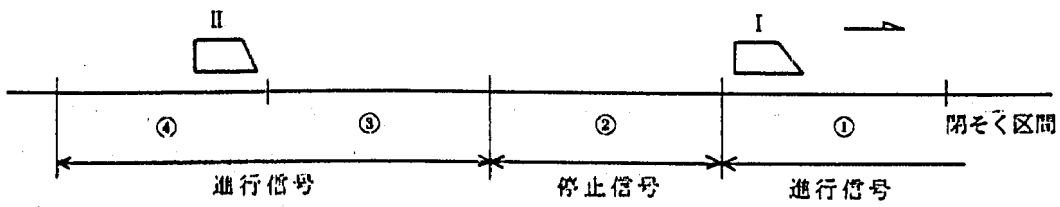
3. 将来の連結両数

大阪市交通局	現計画では4両連結で十分であるが、駅施設は6両連結まで可能にする。大阪南港の土地利用計画から将来とも6両連結以上にはならない。
神戸市企画局新交通建設部	ポートアイランド内の施設計画によると、昭和60年で全施設がはりつき、需要はそれ以上伸びないと考えられるため、6両編成以上に増結する計画はない。
川崎重工業㈱	将来、輸送量が増加した場合は運転間隔の短縮で対応する計画であるが必要な場合は8両連結を考えている。
東急車輛製造㈱	2項の理由によって、4両又は3両としたがその他運転ヘッドによるものも考慮しなければならない。即ち、運転ヘッドが長ければ信号の面からもらくなるので編成数が長くてもよくなる。(ホーム長を考慮しなければ)現時点での最大連結両数は6両としている。なお、この場合ホームの長さは約55mとなる。
日本車輛製造㈱	回答1の数より増やす計画は標準的には持っていない。
富士車輛㈱	更に輸送量の多いプロジェクトの計画があれば10両編成も可能。

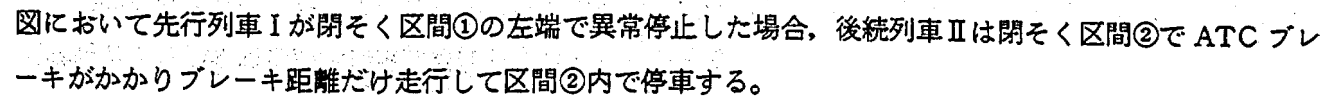
4. 3項以上に連結する可能性

大阪市交通局	最長連結両数については、連結時の走行安定性その他を考慮する必要もあり、実験を必要とすると思われるが、現在のところ6両連結は可能である。
神戸市企画局新交通建設部	需要量が予想以上になった場合の対処の方法としては運行間隔を縮めることが考えられる。
川崎重工業㈱	3項のように中量輸送を目的としていることながら、これ以上に連結することは今のところ考えてないが、必要が生じた場合は、連結両数を増加することが出来る。
東急車輛製造㈱	需要に応じて考慮しなければならない。（ホーム長さを気にしないものとして）前述のように運転ヘッドと車両数を見ながら変化させることが出来る。 例えば8両連結で120秒ヘッドも可能であり、この場合の輸送人員は、 $75人 \times 8両 \times 30本 = 18,000人/h$ となる。
日本車輛製造㈱	その様な場合には別ルートを建設した方がサービス上好ましいと考えている。
富士車輛㈱	それ以上になると大型の電車や地下鉄の方が経済的に有利となる。10両ぐらいが新交通の最大限であろう。

5. 非常時の列車間隔

大阪市交通局	通常運行時は保安上から決められた信号閉そく区間によって保たれる距離以下になることはない。信号閉そく区間は路線の線形等によって異なるが、地下鉄では一般部で約 150 m 程度である。なお前方で停止している列車が故障車の場合は、推進運転をするため前方の列車に連結する場合もある。
神戸市企画局新交通建設部	先行列車停止の後方50mの距離を保って後続列車を停車させる。 但し、先行列車が故障の時は、推進又はけん引運転を行うため連結する場合がある。
川崎重工業㈱	KCV システムでは列車の運行保安を、固定閉そくを利用した重複式キャブシグナル方式の ATC で確保している。 通常時および異常時の最小列車間隔はつぎのとおりである。 1) 通常運転に支障しない最小列車間隔は下図に於て先行列車Ⅰが閉そく区間②をチェックアウトしてから後続列車Ⅱが区間③に進入するように設定する。すなわち区間長=停止距離+余裕 として $2 \times \text{区間長}$ が最小列車間隔となる。 区間長は制限速度、列車のブレーキ性能その他の要因で定まる。 

2) 異常時の最小列車間隔は先行列車が異常停車時の後続列車の接近可能位置によって決る。



東急車輛製造(株)

これが事故によって前位車が止った時とか駅構内（当然ホームに列車が停車している時）では列車接近がおこる。そのために閉そくがある訳であるが、閉そく区間長さと列車ブレーキ距離によって接近距離が異なってくる。従ってブレーキ距離が決っておれば閉そく区間の長さによって接近距離が決る。

Diagram illustrating the layout of a railway track for a problem. The track consists of three straight sections and two curved sections.

- The first straight section is 106.5 m long, followed by a curve of 200 m radius (labeled R).
- The second straight section is 93.5 m long, followed by another curve of 200 m radius (labeled G).

Key points and labels:

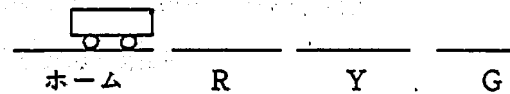
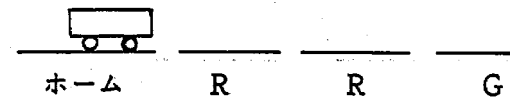
- Signal:** 信号 → R (at the start of the first straight section).
- Car Position:** A car is shown in the first straight section, labeled 停車中 (stopped).
- Stopping Position:** 停車位置 (at the end of the first straight section).
- Braking Start:** ブレーキ始め (at the end of the second straight section).
- Car in Second Section:** A car is shown in the second straight section, with an arrow indicating it is moving towards the braking point.

前図で閉そく区間①②③がそれぞれ 200 m とる。

もし①に停車の車があると②はR信号であるから③から②に後続車が進入したとすると、直ちにブレーキがかかる。パトランでは非常ブレーキの場合のブレーキ距離は 93.5 m であるからのこりは 106.5 m となる。従って、停車中の車が①の入口におりればその間隔は 106.5 m となる。また、この閉そく区間は前図の他いろいろなとり方がある。

(参考)

(注) 信号現示 R : 停止, Y : 徐行, G : 進行
R 区を 2 ケにする。



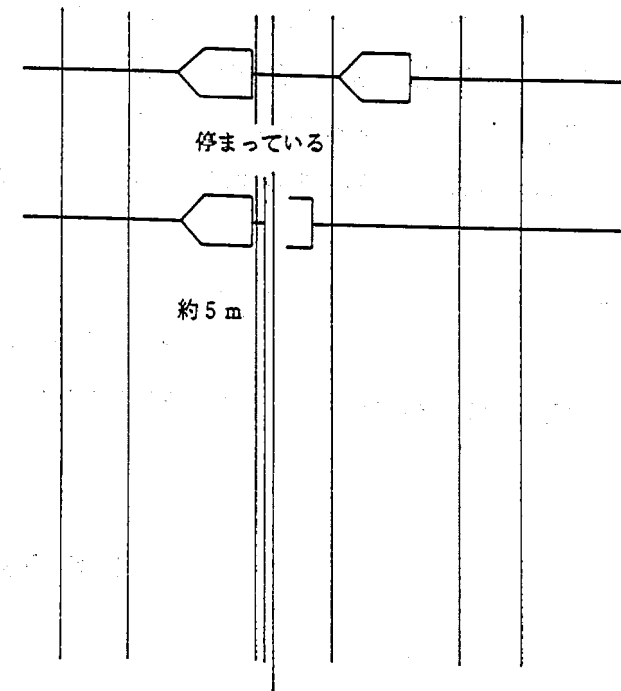
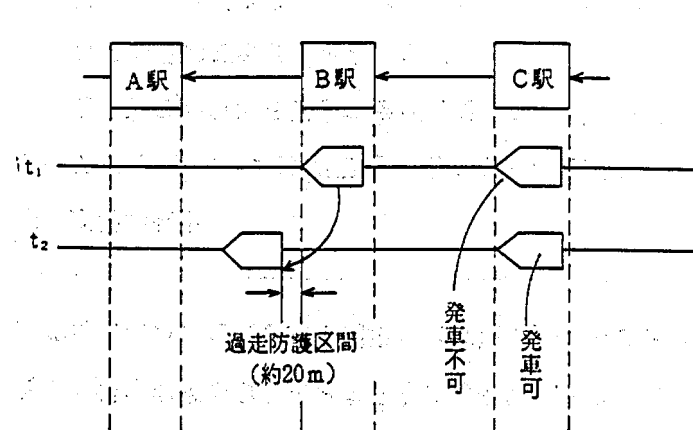
Y 区を入れる。

最小間隔は例図の 200 m とあるところを何メートルにするかによって違ってくるが、それについては固定した考えはない。ただし、1 列車長より短くなることは避けるべきである。

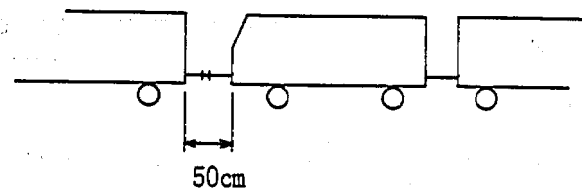
日本車輛製造㈱

(1) 運行制御上

VONA システムは駅間を 1 閉そくとして図のように B 駅の車両が B 駅区間から A 駅に向かって出発すると C 駅の列車は B 駅まで走行可能となる制御方式である。この方式で駅に過走防護区間 (約 20m) を設けてあるので最悪の場合、すなわち先行車がこの区間を出た所で止まり後続車の制動機構が故障 (通常用として 2 重系を用意しているので確率的には生じ得ないが) して非常制動で駅を過ぎ、過走防護区間に突入したと仮定した場合約 5 m の間隔に接近する。



(2) 故障車けん引時
列車の妻間で50cm (連結器寸法)



富士車輛㈱

前の列車の後尾と後続列車の先頭とは最長列車長まで接近する。

6. 非常時の状況

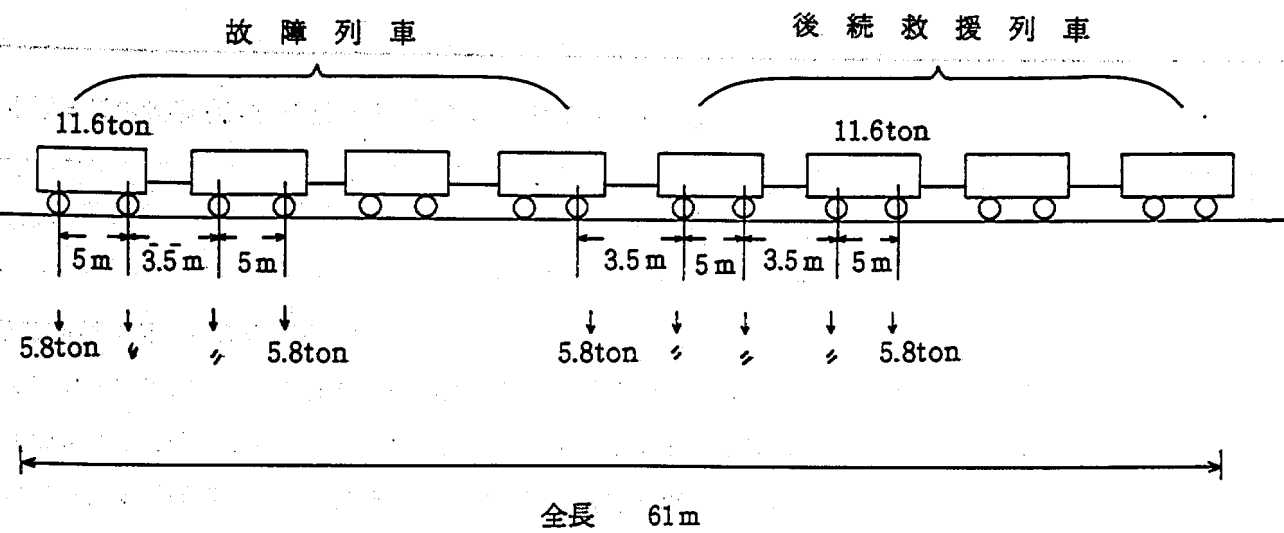
大阪市交通局	5.に同じ
神戸市企画局新交通建設部	5.に同じ
川崎重工業㈱	5.に同じ
東急車輛製造㈱	5.に同じ
日本車輛製造㈱	5-(1)に述べたような車両のブレーキ故障時 5-(2)に述べたような自走不能車のけん引、推進運転時
富士車輛㈱	閉そく区間の長さによってきまる。

7. 故障で自走不能となった場合の移動法

大阪市交通局	自走不能の場合、普通は後続列車で推進し、次駅で降客の上、回送することになる。ただし走行装置等に故障が生じ、直ちに回送が出来ない場合は救援用の仮台車等を使用し、けん引車または救援列車でけん引、推進して車庫または最寄りの待避線に回送する。
--------	---

神戸市企画局新交通建設部	救援列車を中央制御所より係員を派遣し、制御して故障列車と連結し、もよりの駅まで推進またはけん引運転を行う。
川崎重工業㈱	自走不能となる原因としては例えば車両の制御系の異常などで走行装置に異常がなくても自走不能となることが考えられるが、この場合は他の走行可能な車両（後続列車、工作車あるいはけん引車など）を連結し、推進またはけん引して故障車を移動させる。 走行装置の異常で自走することも、けん引または推進などで移動することも出来ない場合は、現場で応急修理を行う。
東急車輛製造㈱	「新交通システム設計基準」（新交通システムの設計基準検討委員会）によると、「車両は最悪路線条件において故障車両を排除するため、少なくとも同一積載条件の列車を押し上げ、または引き上げ得る能力を有するものとする。ただし故障車両を排除するため別途の方法を講ずる場合はこの限りではない」となっている。従って故障の程度によって、後続車両によって押す（あるいは前の車両によって引く）ことになる。この場合は当然徐行運転となる。 他に救援車も考慮すべきだと考える。また、パトランは故障の状況によっては手動運転が可能であるからこの場合には、後続車両による救援は必要ない（信号系の故障などの場合）。
日本車輛製造㈱	6 項の答の通り
富士車輛㈱	自走不能のとき他の車両又は列車によってけん引することはあり得る。ただし CAS ではなく手動運転で運行する。

8. 故障車両移動の際のガイドウェイに作用する力

大阪市交通局	救援用の仮台車等の復旧資材を使用してけん引または推進しても荷重条件上は定員荷重を積載する場合よりも大きくなることはない。
神戸市企画局新交通建設部	2列車の荷重が作用する。
川崎重工業㈱	故障車の救援あるいは応急修理のために正常時以上の荷重がかかることはない。
東急車輛製造㈱	後続列車による救援の場合には列車長が長くなる。 パレトランの場合には定員時重量は11.6ton、車両長8m、軸距5m、連結部の隙間0.5mであるから次のようになる。  全長 61m

	前図のように4両編成の列車が故障した場合には、後続列車を含めて全長61mのところに5m、3.5m、5m、3.5mのピッチでそれぞれ5.8ton全荷重で92.8tonかかることになる。このことを基礎条件として、ガイドウェイ、ケタ、支柱および支柱間隔を計算する訳であるが、実際にはこの他に余裕とか建設省総プロ報告の「耐震設計法(案)」などを加味した設計となる。
日本車輛製造㈱	特に無い。
富士車輛㈱	けん引力または制動力は救援列車だけに集中することもあり得る。

9. 自動、手動運転について

大阪市交通局	無し
神戸市企画局新交通建設部	自動運転時、手動運転時共、状況は同じである。
川崎重工業㈱	特に変るところはない。
東急車輛製造㈱	無し
日本車輛製造㈱	5-(2)の連結時はATC信号を無視をした手動運転をする。但し中央指令所と無線電話による連絡で、信号上の防護を確保する。5-(2)のけん引、推進運転はATC信号に従った手動運転：新幹線の運転方式
富士車輛㈱	手動運転の場合7、8のみ

IV 案内軌条に作用する押付力

(1) K R T 200 型車両の案内輪による押付力測定結果

1) 測定概要

- (イ) 運転状態 2両連結運転・内側（右側）案内操向
先頭車：MC車，後続車：M車
- (ロ) 荷重条件 空車
- (ハ) 速度 最高 36 km/h

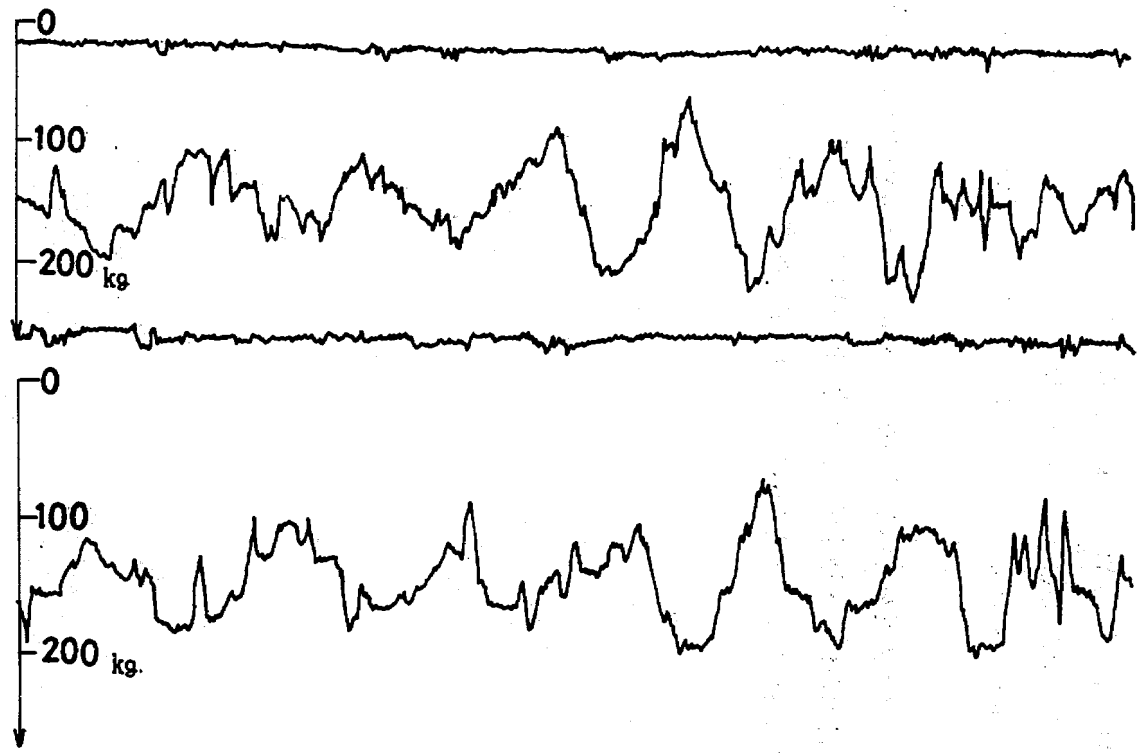
2) 測定結果

直線部および曲線半径 70 m および 80 m の路線における案内軌条押付力の測定結果をそれぞれ図-付VI. 1，図-付VI. 2，図-付VI. 3 に示す。

なお，この押付力測定時のステアリング装置の条件はバイアスアクチュエータのバネ力を 985 kg にセットし，パワステアリング装置を取外した姿であったため，完全機械式案内誘導方式と云える。

パワステアリング装置を使用していないために，案内軌条の精度つまり凹凸の影響を大きく受け，押付力の極大・極小値の幅は約 140 kg 程度となっている。また，曲線半径が 70 m の部分で変動幅が若干大きくなっているのは走行軌道の轍掘れのためと考えられる。

0 5 sec



先頭車左側押付力

先頭車右側押付力

後続車左側押付力

後続車右側押付力

直線部

図-付IV. 1 案内軌条の押付力 (直線部走行時)

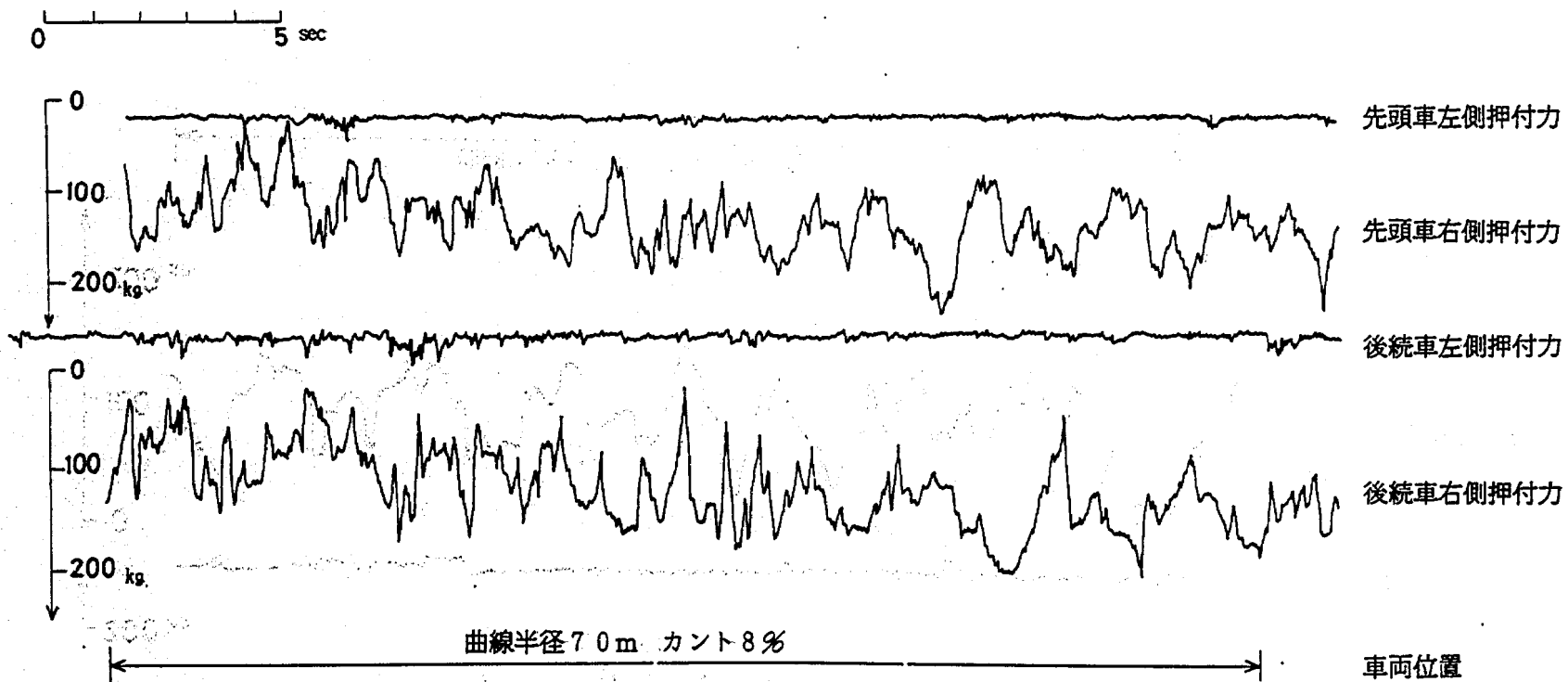


図-付IV.2 案内軌条の押付力（曲線半径70m、カント8%部走行時）

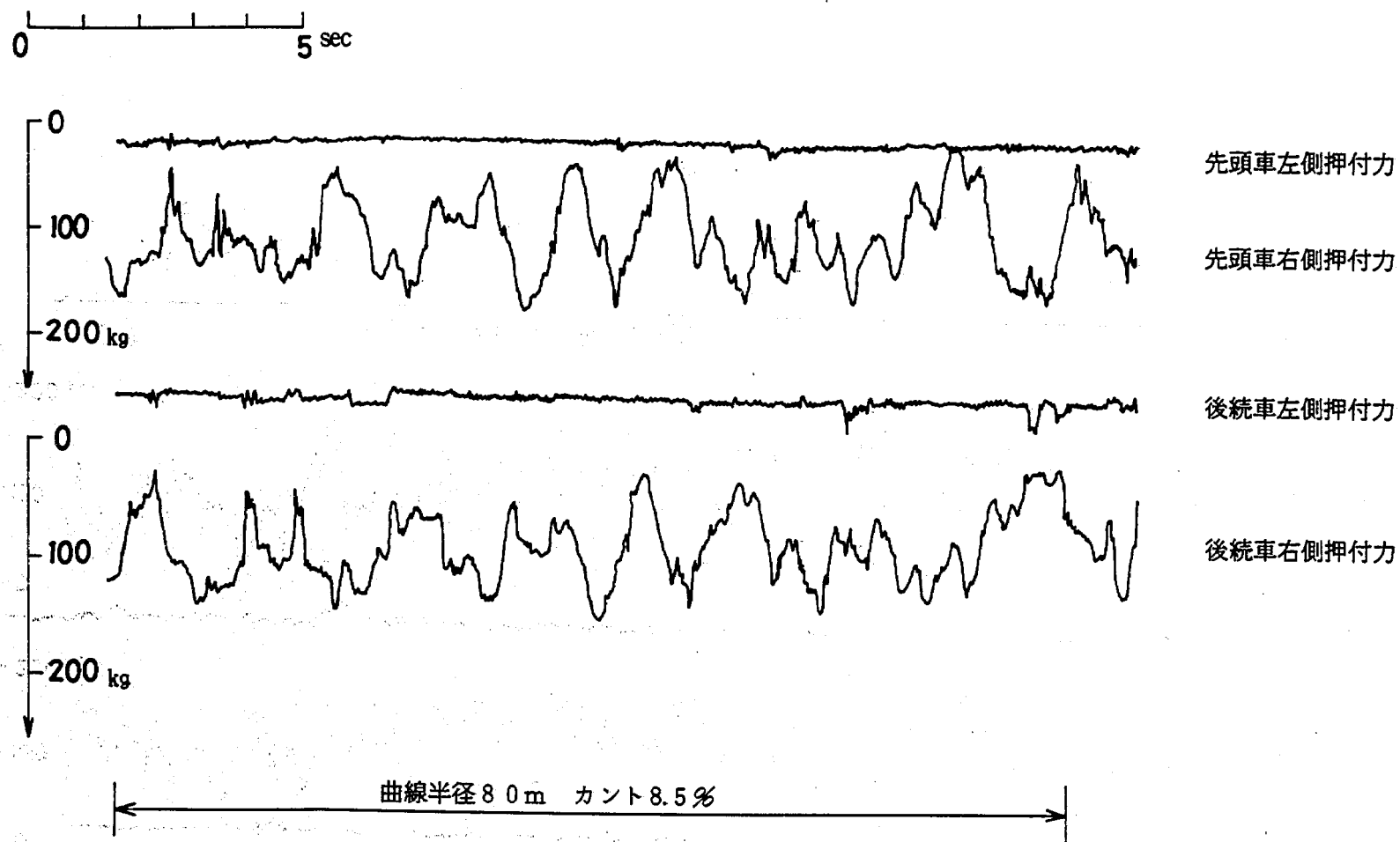


図-付IV.3 案内軌条の押付力（曲線半径 80 m, カント 8.5 %部走行時）

(2) NTSの案内輪による押付力測定結果

1) 測定概要

- (イ) 図-付VI. 4の①～④の位置にひずみゲージをはりつけ、測定した結果を案内輪に作用する押付力に換算した。

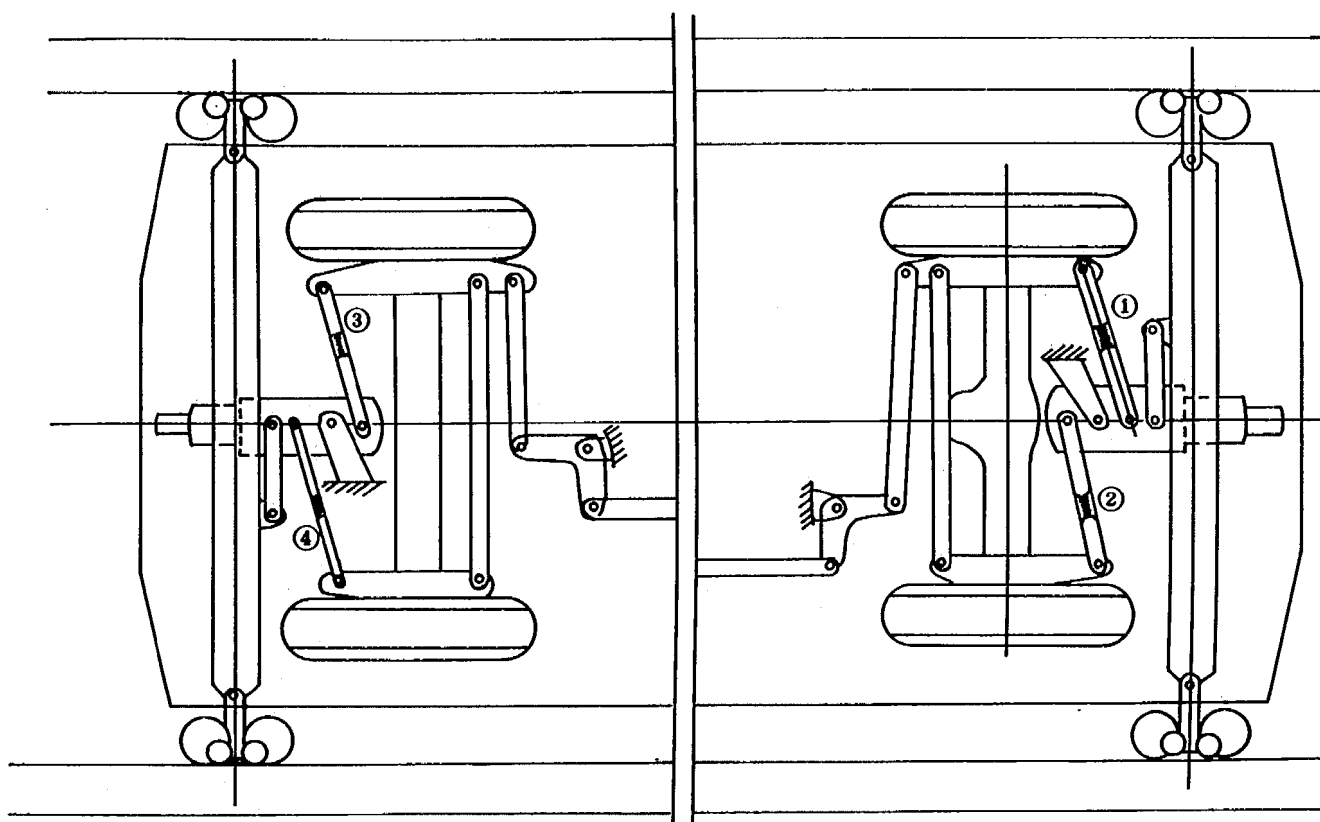


図-付IV. 4 測定概要

(ロ) 荷重条件 4.5t 積

(ハ) 運行速度 0→50→0 km/h

- 2) 速度を種々変化させて測定した結果、通常の正規走行では案内輪にかかる力は小さい値で変動する形になっており特に大きい値になる時も170 kg程度であり、200 kg以内に入っているものと推測される（図-付IV. 5参照）。

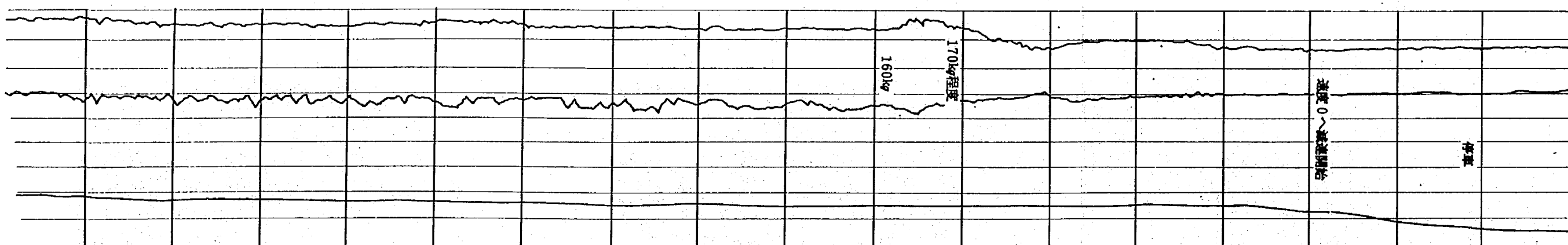
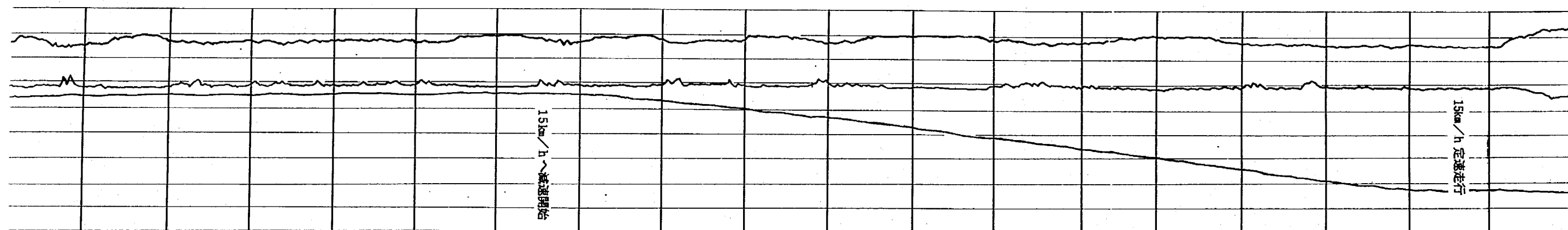
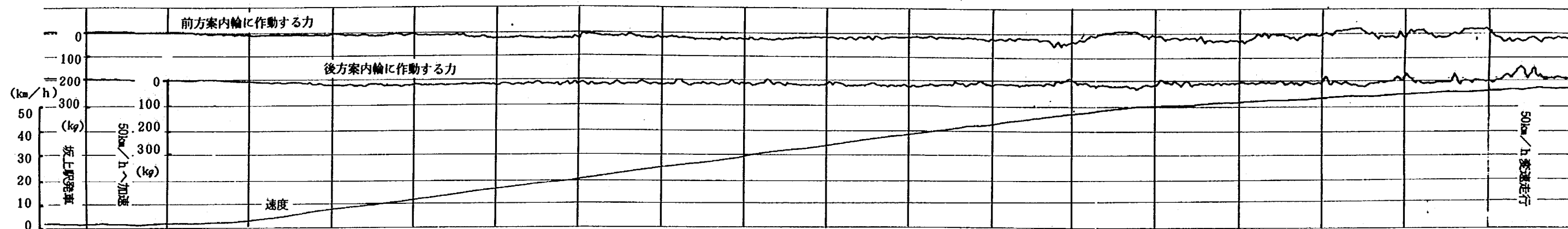


図-付IV・5 案内輪に作用する力の測定結果

ガイドウェイ構造物の試算設計(案)

土研資料第1526号
昭和54年9月(1979)

佐伯彰一, 山本善行

キーワード ガイドウェイ構造物

要 旨 本報告は, 昭和52年度から作成と内容の吟味を行ってきた「ガイドウェイ構造物の設計指針(案)」を土木研究所資料としてまとめたものである。



郵便はがき

20円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所構造橋梁部
橋梁研究室 行

No. 017

No. 017

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1526号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印