

§3 成果報告書

鋼橋技術研究会

国内設計基準研究分科会

第15回研究分科会成果報告書

- テーマ 1. フレキシブル型橋脚を有する連続桁の水平力の照査について
2. トラス、アーチ系橋梁における床組の付加応力と製作寸法の
考え方について

昭和62年5月13日

II 討議、意見

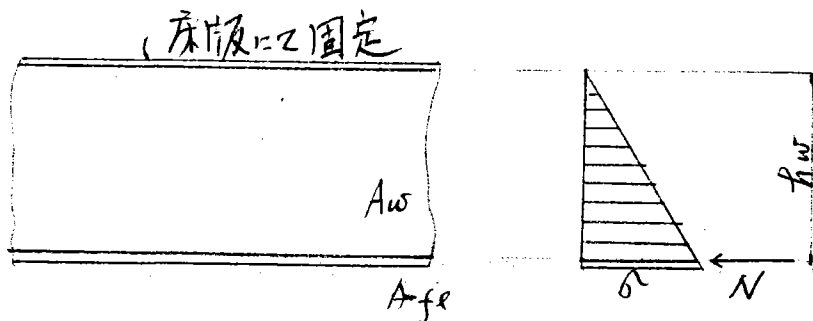
1. フレキシブル型橋脚を有する連続桁の水平力の照査について

- (1) 水平力を算出する場合、橋脚の剛性の大きい方（橋脚高の低い方）へ偏る可能性があるのではないか。
- (2) 上フランジが床版で完全に固定されているとすれば、

$$N \cdot h_w = A_{fl} \sigma h_w + \frac{\sigma}{2} A_w \times \frac{2}{3} h_w$$

$$N = \sigma (A_{fl} + \frac{1}{3} A_w)$$

となり、軸力は ”下フランジ+腹板の1/3” で負担することになる。



- (3) 応力の分布が不明であるので、確定的なことは分からない。
- (4) 許容応力度は道示2・2・1の(3)の許容曲げ圧縮応力度を用いる場合が多いようである。
- (5) 桁端部の局所的な応力解析が必要ではないか。

2. トラス、アーチ系橋梁の床組の付加応力と製作寸法の考え方について

(1) アーチ支間100m程のローゼ桁で計算したが、端横桁と縦桁との連結を長孔

とすることにより、応力の軽減に効果があった。

(2) 床組と同様に、床版にも付加応力（引張応力）が作用するので、配筋などに注意する必要がある。

(3) 最近、溶接部のクラックなどの損傷が問題になっているが、かような付加応力も関係しているのではないか。

(4) 付加応力や変形などを実測した例は、ほとんど見あたらない。

(5) 結局、付加応力を軽減させる必要があるか否かは、経験的に判断しているようである

なお、橋梁と基礎 1981. 4 に

”主構の変形によって床組構造に誘起される付加応力”

として詳しく説明されているので、参照して下さい。

以 上

鋼橋技術研究会・示方書研究部会

第16回 国内設計基準研究分科会成果報告書

議 題

§ 1. アンカーフレームの引抜きせん断に関する設計法

§ 2. 上部工, 下部工, 基礎工の立体解析について

§ 1. アンカーフレームの引抜きせん断に関する設計法

1. まえがき

都市内に造られる高架橋の制限条件がますます厳しくなっている情勢の中、現地作業の少ない鋼橋脚が多く採用されている。この内、多数の橋脚の周辺に河川、埋設物、地下構造、鉄道などが散在する。そのため、橋脚基部のフーチングの規模は構造上に満足できないケースも多くあり、設計上に困難を来すこともたびたびある。

2. 現在の設計方法

従来、アンカーフレーム部の応力を円滑に基礎へ伝達させるための照査方法はフーチングにせん断面を想定し、平均せん断応力が許容値以下であるようにする。

しかし、道路橋示方書では、せん断面の取り方や、許容せん断応力度の決め方について規定されていない。実際、現在で行われる設計は、次頁から添附した首都高速道路公団及び阪神高速道路公団の基準によるものが多い。

1) 首都圏道路公団（鋼構造設計基準）

§ 3 フーチング厚

脚柱からの圧縮力、引張力は直接アンカーフレームに伝達される（アンカーボルトとコンクリートとの付着力を考えない）ものとして、アンカーフレームの引抜きせん断に対して安全であるようにフーチング厚、鉄筋配置およびアンカーフレームの位置を決定する。

図-23 に引抜き、押抜きせん断の仮定面を示す。

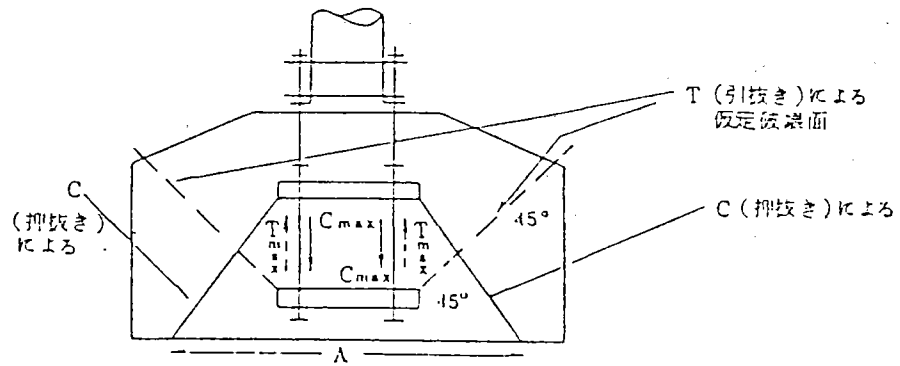
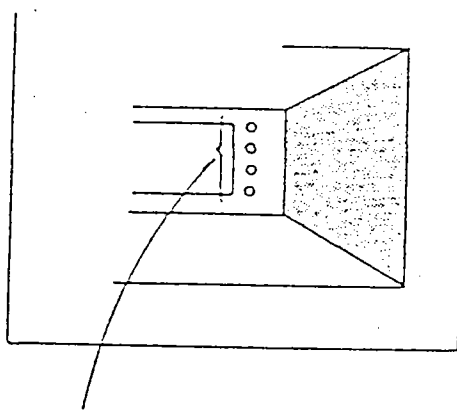


図-23

ただし、図-23のAの部分に基礎杭があり、押抜きの危険がないと考えられる場合は、押抜きの照査はしなくともよい。



このボルト列の押抜きに関しては斜線部の面積を考える

せん断の照査に用いる許容応力度は次のとおりとする。

設計基準強度 σ_{ck}	許容せん断応力度
180 kg/cm ²	8 kg/cm ²
240 "	9 "
300 "	10 "

2) 阪神高速道路公閉 (鋼製ラーメン橋脚の設計と解説)

2.12.5 アンカーボルトの引抜き力に対する検討

引張力を受ける一群のアンカーボルトの引抜き力に対しては、図 2-73 に示すようなコンクリートのせん断抵抗面を考えるものとする。コンクリートの許容せん断応力度は主荷重に対して $\tau_a = 7 \text{ kg/cm}^2$ とする。

アンカーボルト 1 本当りに作用する力 (p)

$$p = 128 \text{ t}$$

アンカーボルト間隔 (λ)

$$\lambda = \frac{2 \times \pi \times 155}{24} = 40.5 \text{ cm}$$

コンクリートのせん断応力度 τ

$$\tau = \frac{128 \text{ 000}}{2 \times 40.5 \times 184 \times \sqrt{2}} = 6.1 \text{ kg/cm}^2 < 7 \text{ kg/cm}^2$$

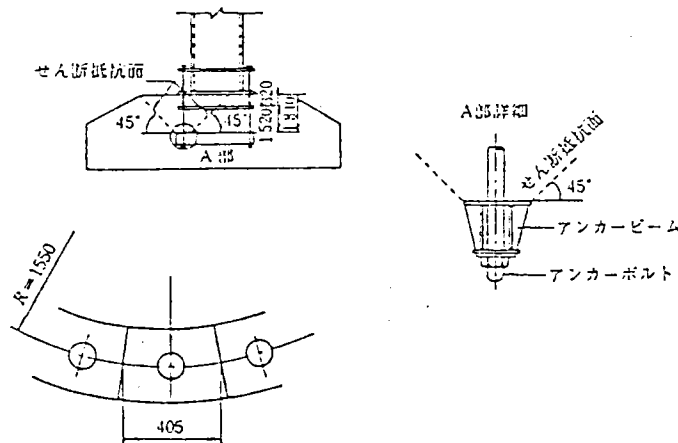


図 2-73 コンクリートせん断抵抗断面詳細図

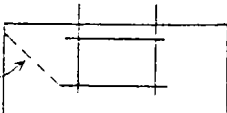
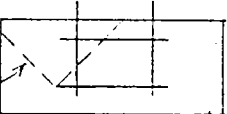
3. 現設計法の問題点及び対応策

上述の2つの計算方法については、次のような問題点が挙げられる。

- ボルトカの計算方法
- せん断面の取り方
- 許容せん断応力度の決め方

これらの問題点は現在使われている2つの方法では統一されていないことは表-1からの比較でわかる。一方、道路橋示方書ではアンカーフレーム部の設計に対する規定がないため、当然、上述の問題点についても触れていない。

表-1

	ボルトカ計算方法	せん断力	許容せん断応力度
首都公団	杭方式	一面 せん断面 	$\sigma_{ck} = 240\text{kg/cm}^2$ $\tau_a = 9\text{kg/cm}^2$
阪神公団	コンクリート方式	二面 せん断面 	$\sigma_{ck} = 240\text{kg/cm}^2$ $\tau_a = 7\text{kg/cm}^2$

以上の問題点の内、特にせん断面の取り方がフーチングの規模に大きな影響を与える。例えば、図-1のように、鉄道と地下埋設物によってフーチングの大きさが制約される場合、首都公団基準の一面せん断で設計すると、発生応力度が許容応力度の上限（コンクリート標準示方書参照）を超え、設計困難となる。

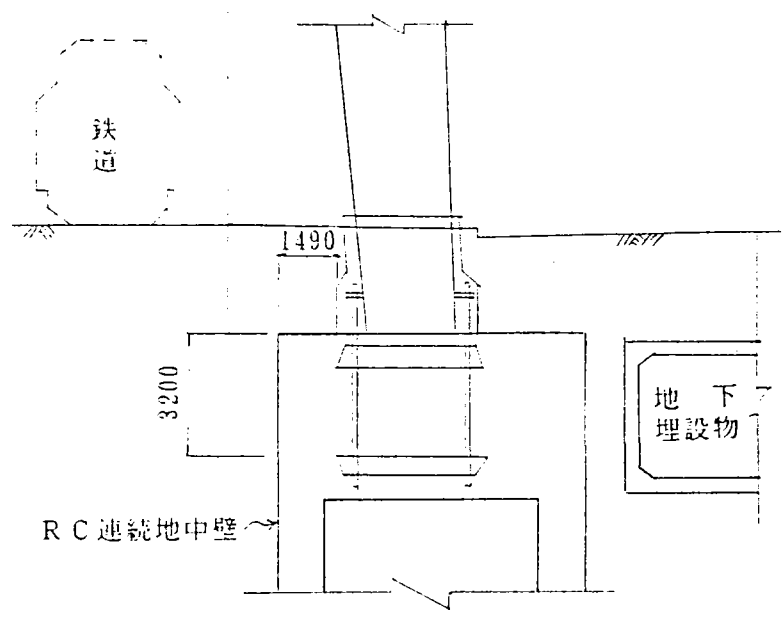
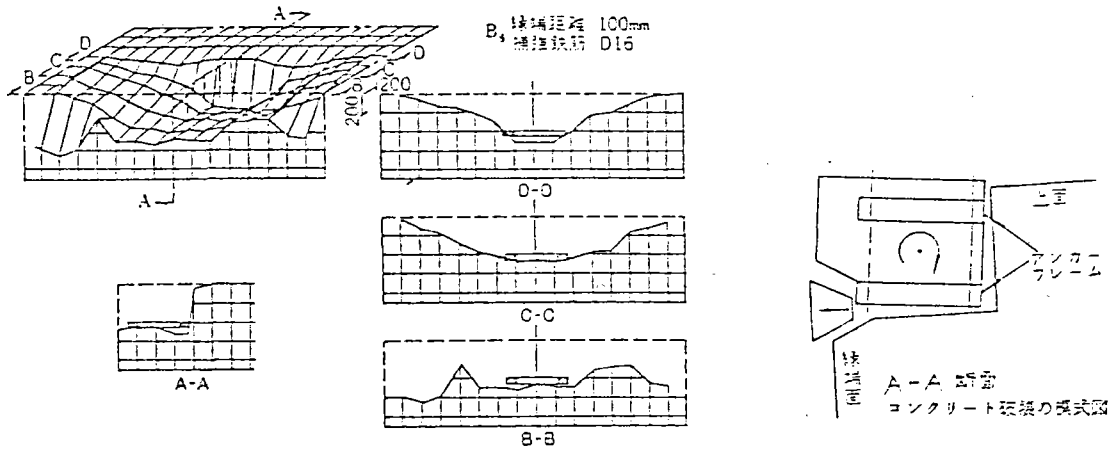


図 - 1

そこで、縁端距離の小さいアンカーフレーム部の設計について、首都高速道路公団の実験（参考文献）から、次の結果に基づき、終局荷重設計法を試みた。

- ・ フーチングの破壊はまず下側アンカーフレームの引抜きせん断、次いでアンカーフレーム全体が剛体的に回転する性状を示す（図 - 2）。

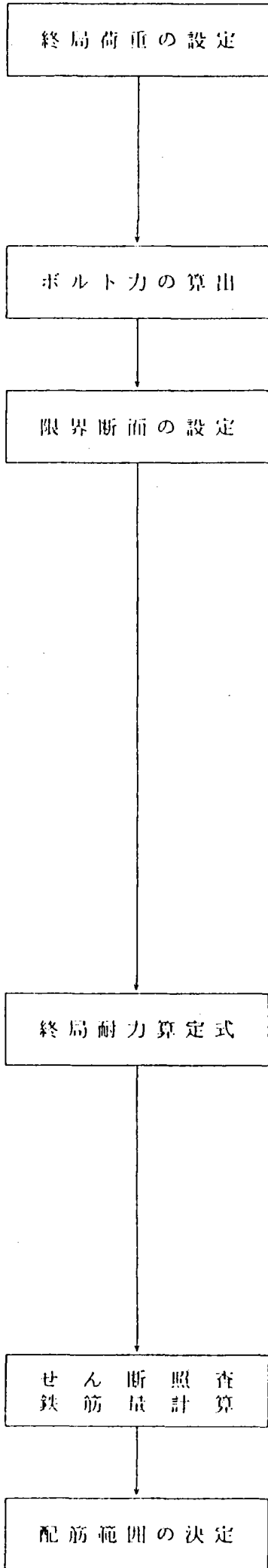


破壊後のコンクリート形状の一例（タイプB）

図 - 2

- ・ 縁端部補強鉄筋の配筋より耐力は大きく増大し、その増加量は鉄筋量に比例する。

縁端距離の小さいアンカーフレーム部の設計法

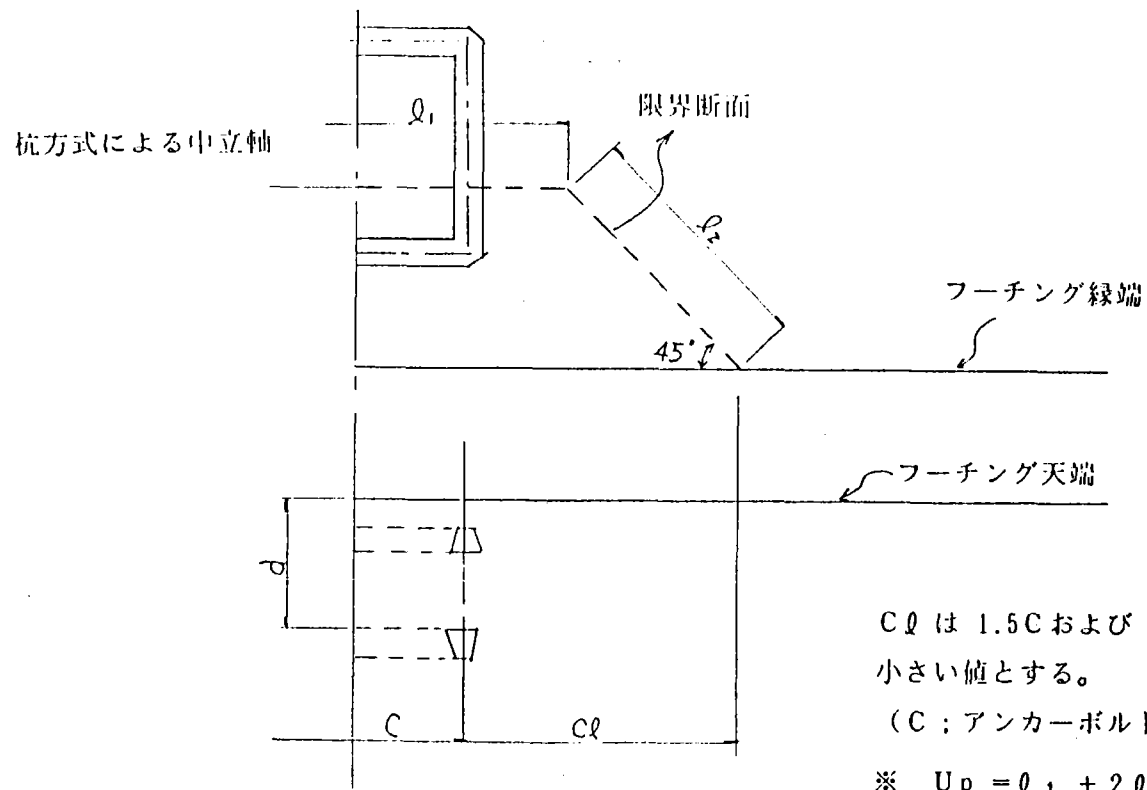


終局荷重作用時の荷重の組合せは、次のとおりとする。

- (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) $1.0 \times (\text{死荷重}) + 1.3 \times (\text{地震の影響})$

出典：道路橋示方書
コンクリート橋編

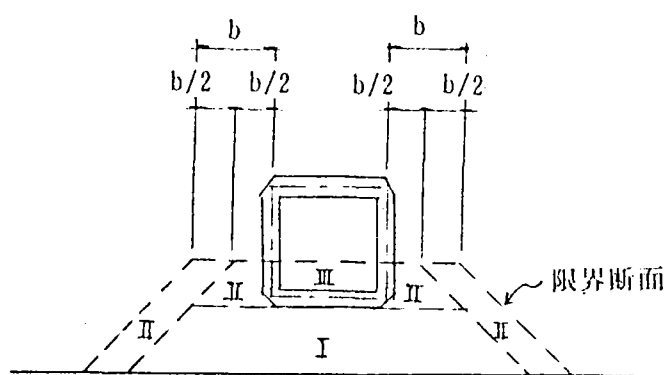
杭方式により計算する。



$$R = \tau_u \cdot U_p \cdot d + \beta \cdot A_s \cdot \sigma_{sy}$$

終局せん断力度	限界断面周長	鉄筋補正係数 (実験値正係0.65)	限界断面鉄筋量	鉄筋降伏応力度
---------	--------	--------------------	---------	---------

算出された必要鉄筋量は下図 (I) の範囲に配置する。



4. 討議内容及び文献考察

- 1) 参考文献による破壊性状をみると、斜めせん断破壊でなく、アンカーフレーム部背面の応力によるすべり出し破壊のように見え、水平補強筋（図-3）による補強効果が大きいではないか。

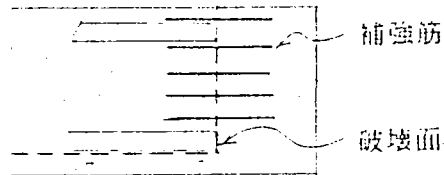


図-3

- 2) 参考文献のひび割れの発生順は次のとおりである。

- ① フーチング上面、アンカーフレーム前面の縁端側
- ② フーチング縁端面の下側アンカーフレーム埋込み深さ附近
- ③ フーチング上面のベースプレートの側面

上の現象から、弾性領域内では斜めせん断破壊のように見える。

フーチングにおける鋼橋脚アンカー部の破壊機構と補強方法

秋元泰輔* 桜井 順***
宮内博良**

まえがき

首都高速道路における高架橋の下部構造物は、鋼橋脚とコンクリートフーチングから構成されていることが多い。この場合、橋脚下端には鋼製ベースプレートがあって、アンカーボルトを介してフーチング中のアンカーフレームに連結されている。

この鋼橋脚アンカー部は、鋼構造からコンクリート構造への構造要素の急変点であるため、その応力伝達機構は複雑なものとなっている。また、特にアンカーフレームとフーチング縁端との距離（以下、縁端距離）が小さい場合のアンカー部の耐力等については、ほとんど解明されていないのが現状である。

以上のような観点から、本研究では、鋼橋脚アンカー部について模型実験を行い、フーチング部分の破壊機構と、特に縁端距離が小さい場合のフーチングの補強方法について検討を行った。

1. 現行設計法とその問題点

ここでは、現在首都高速道路公団で行われている鋼橋脚アンカー部の設計方法について以下に簡単に記す。

まず初めに、アンカーボルト軸力が、設計荷重に対して杭方式、あるいはRC方式により計算される。ここで、杭方式というのは、ベースプレート下のコンクリートの抵抗を無視し、アンカーボルトが杭のように抵抗するとして計算する方法である。これに対し、RC

方式はアンカーボルトを単鉄筋、複鉄筋、あるいは周囲鉄筋として考え、アンカー部を曲げおよび軸力を受けるRC部材として計算する方法である。

次に、計算されたアンカーボルト軸力に対して、ベースプレートは脚柱を固定端とする片持ち梁として設計される。また、アンカーフレームはアンカーボルト位置を支点とし、コンクリートから等分布の支圧力を受ける連続梁として設計される。この場合、脚柱からの圧縮力、引張り力は直接アンカーフレームに伝達されるものとして、アンカーボルトとコンクリートとの付着は考慮していない。

最後に、アンカーフレームのフーチングからの押抜きおよび引抜きに対して安全となるように、フーチング厚、鉄筋位置、およびアンカーフレーム位置が決定される。この場合、図-1に示すようにアンカーフレーム端部から45°に伸びるせん断抵抗面を想定し、その平均せん断応力度が許容値以下となるように設計される。

一方、都市内における基礎構造物は、地下埋設物や近接構造物等の制約を受けることが多く、図-2に示すように縁端距離が小さくなる場合も少なくない。この場合、設計上のせん断抵抗面積が減少するため、縁端部に縦方向の補強鉄筋を配している。しかしながら、この補強鉄筋の効果等については具体的に明らかにされておらず、縁端距離が著しく小さい場合には補強鉄筋が過密になるなど、設計上の問題点となっている。

このような背景から、本研究は、鋼橋脚アンカー部のより合理的な設計方法と縁端距離が小さい場合の補強方法の確立を目的として、実験により検討を行ったものである。

2. 実験の基本方針

図-1に示したように、アンカーフレームの引抜きに対する照査は、引張り側アンカーボルト列に発生する引張り力を作用荷重として計算されている。そこで今回は、下側アンカーフレームの引張り側のみを考慮し、単純化されたモデルによる基礎実験（タイプA）と、実物との相似モデルによる脚柱曲げ載荷実験（タイプB）の2タイプの実験を行った。

また、実験はコンクリートの破壊に主眼をおき、アンカーフレーム、アンカーボルト等の鋼材は実際に使用されている材質とは無関係に、コンクリートの破壊に先立って降伏しない強度を有するものを用いた。

3. 基礎実験（タイプA）

3-1 供試体

基礎実験（タイプA）に用いた供試体は、図-3および表-1に示すように、縁端距離、縁端部補強鉄筋量を変えたA₁～A₁₀の10ケースとした。これらの供試体は、すべてフーチング天端から200mm

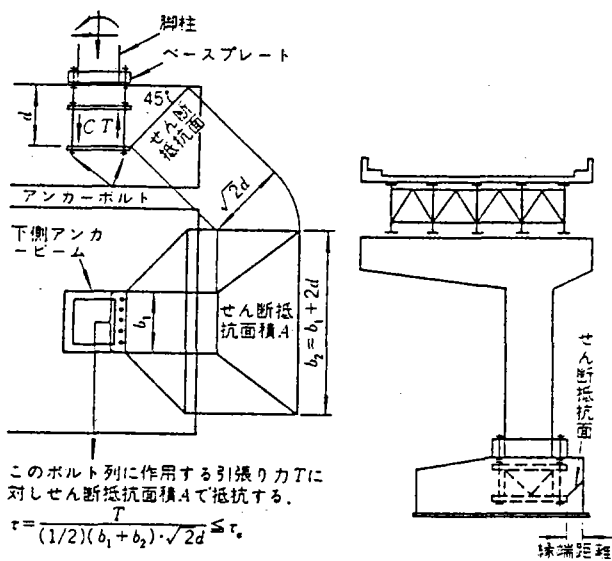


図-1 せん断抵抗面のとり方
(首都高速道路公団基準)

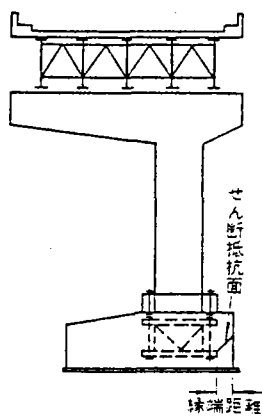


図-2 縁端距離の小さい場合

このボルト列に作用する引張り力Tに対しせん断抵抗面積Aで抵抗する。

$$\tau = \frac{T}{(1/2)(b_1 + b_2) \cdot \sqrt{2}d} \leq \tau_c$$

*首都高速道路公団 保全施設部 保全企画課 調査役
** 工務部 工務企画課
*** 第一建設部 設計課

の深さに埋め込まれたアンカープレートを、2本のアンカーボルトにより引き抜く片引き繰返し載荷としている。また、補強鉄筋は、アンカープレートとフーチング縁端との中間に、図-4に示す方法で配置した。

3-2 ひび割れ荷重と最大荷重

タイプAでは、全ケースとも引抜き荷重によりフーチングコンクリートが破壊された。実験結果の概要を表-2に示す。

ここで、各ケースについて、ひび割れ荷重を P_c 、最大荷重を P_{max} として、次のように定義する。

P_c : フーチング縁端部に主となるひび割れが発生した荷重

P_{max} : ジャッキに取り付けた荷重計が载荷中に示した最大荷重
各ケースの P_c 、 P_{max} は表-2に示したとおりである。また、図-5に縁端距離と P_c 、 P_{max} との関係、図-6に補強鉄筋断面積と P_c 、 P_{max} との関係を示す。これらの図表より次のことがわかる。

- ① 縁端距離 $e=0$ の特殊なケース (A_1) を除くと、 P_c 、 P_{max} には次の関係がある。
- ④ 補強鉄筋のないケース (A_2, A_3, A_4)..... $P_c = P_{max}$
- ⑤ 補強鉄筋のあるケース
縁端距離 100mm (A_5, A_6, A_7)
200mm (A_8) }..... $P_c < P_{max}$
200mm (A_9, A_{10})..... $P_c = P_{max}$

すなわち、補強鉄筋のないケースと縁端距離が比較的大きく補強鉄筋量の少ないケースでは、縁端部コンクリートにひび割れが生じると同時に耐力の低下が始まることがわかる。

- ② 縁端距離が大きいくほど P_c 、 P_{max} は増大する。これは、縁端距離が大きいくほどひび割れ防止効果があり、かつ耐力が増大することを示している。
- ③ 補強鉄筋の効果は、 P_{max} に対しては D16 で補強したケース

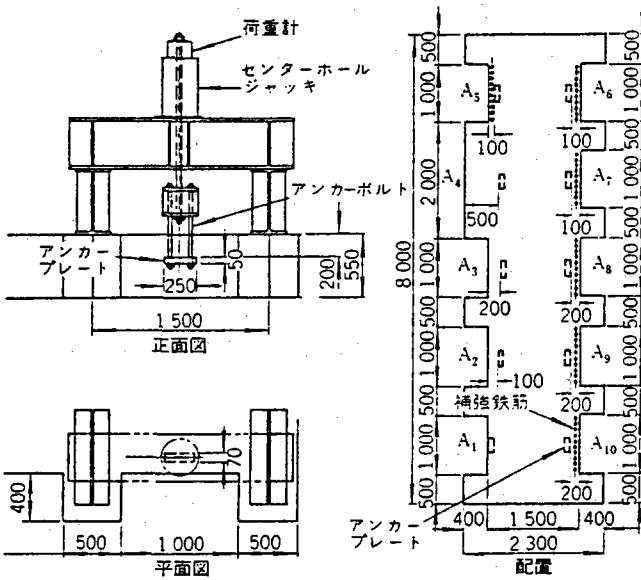


図-3 供試体の概要 (タイプA)

表-1 供試体 (タイプA)

供試体番号	縁端距離 (mm)	補強鉄筋	ローディングパターン (数字は各サイクルのピーク(t)を示す)
A1	0	無	0-5-7-9-11-13-15.0
A2	100	無	0-10-13-16-19-21-24-25.5
A3	200	無	0-10-13-16-19-21-24-27.0
A4	500	無	0-15-25-30-32.4
A5	100	10D16-ctc=100	0-10-14-18-22-26-33.2
A6	100	10D13-ctc=100	0-10-14-18-22-27.1
A7	100	10D10-ctc=100	0-10-13-16-19-22-27.0
A8	200	10D16-ctc=100	0-10-14-18-22-26-30-34-38.7
A9	200	10D16-ctc=100	0-10-14-18-22-26-27.5
A10	200	10D16-ctc=100	0-10-14-18-22-26-29.0

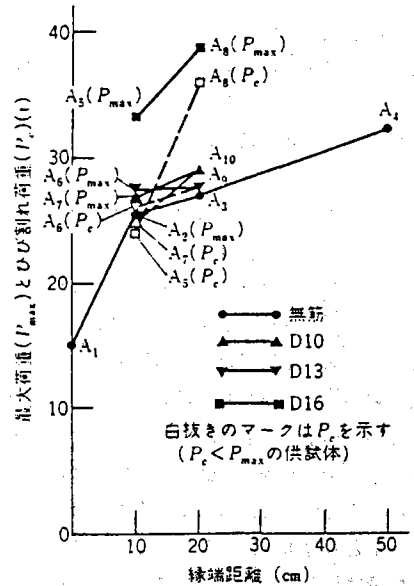


図-5 縁端距離と P_c 、 P_{max} との関係

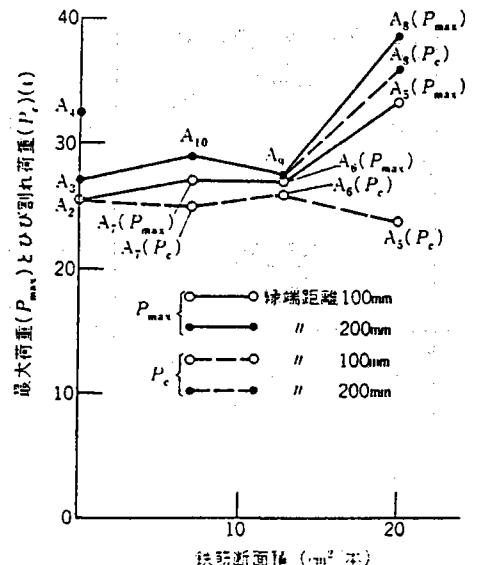


図-6 縁端部補強鉄筋断面積と P_c 、 P_{max} との関係

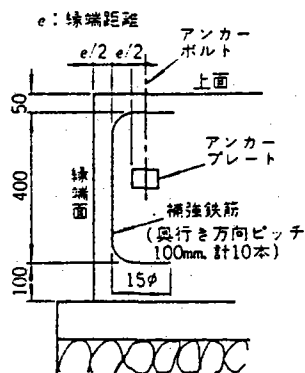


図-4 縁端部補強鉄筋 (タイプA)

表-2 実験結果の概要 (タイプA)

番号	縁端距離 (mm)	補強鉄筋	ひび割れ		破壊状況
			荷重 P_c (t)	最大荷重 P_{max} (t)	
A1	0	無	—	15.0	アンカープレートとともにコンクリートが塊状に抜け出す。
A2	100	無	25.5	25.5	
A3	200	無	27.0	27.0	
A4	500	無	32.4	32.4	
A5	100	D16	24.0	33.2	
A6	100	D13	26.0	27.1	コンクリートがめくれて、アンカープレートが抜け出す。
A7	100	D10	25.0	27.0	
A8	200	D16	36.0	38.7	
A9	200	D13	27.5	27.5	
A10	200	D10	29.0	29.0	

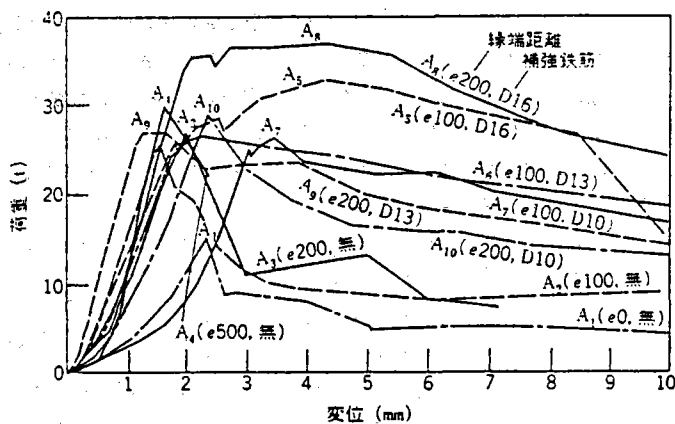


図-7 荷重とアンカーボルト引抜き変位量との関係

のみ現れており、D10、D13で補強したケースの P_{max} は無筋のものとの大差がない。これは、耐力に対してはある値以上の鉄筋量がなければ効果を発揮せず、耐力がコンクリート負担分と鉄筋負担分の累加によるものではないことを示している。

また、 P_c に対しては、縁端距離が小さく鉄筋量が多いケースのみ増大しているが、他のケースでは無筋の場合と大差がない。

3-3 荷重—引抜き変位量

図-7は、荷重とアンカーボルト引抜き変位量との関係を示したものである。ここでいう引抜き変位量 (δ) は、次の3種類の変位量の合計であると考えられる。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

ここに、 δ_1 : 載荷装置のガタ、アンカープレートのすべり等による変位量

δ_2 : アンカーボルトの弾性伸び

δ_3 : コンクリートのひび割れによる鉛直変位量

ここで、図より以下のことがわかる。

- ① 幾つかのケースで、載荷初期以後と比べて荷重—変位曲線の傾きが小さい部分がみられ、 δ_1 によるものと考えられる。
- ② ①のすべり後、変位はほぼ弾性的に増加している。これは δ_2 によるものと考えられる。実際にはアンカーボルトとコンクリートとの付着の作用があるため、各ケースともこの弾性伸び変位量は計算値よりやや小さいものとなっている。

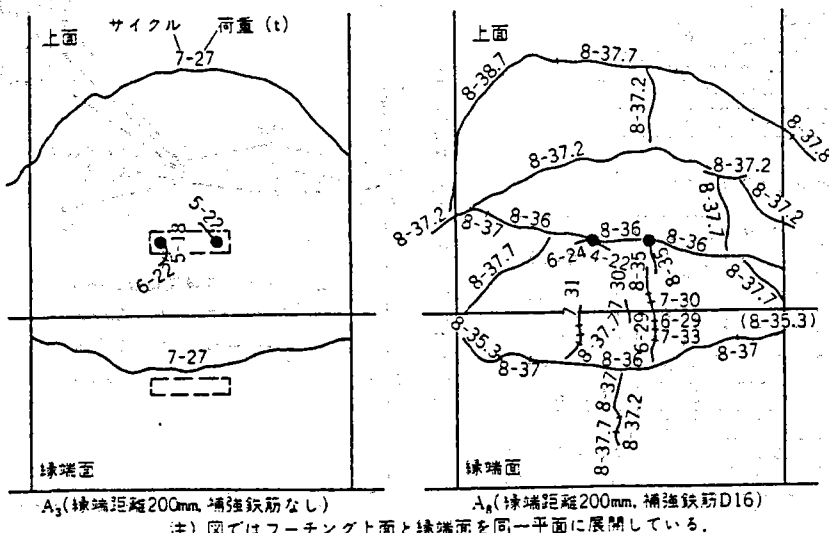


図-8 ひび割れ観察結果の一例(タイプA)

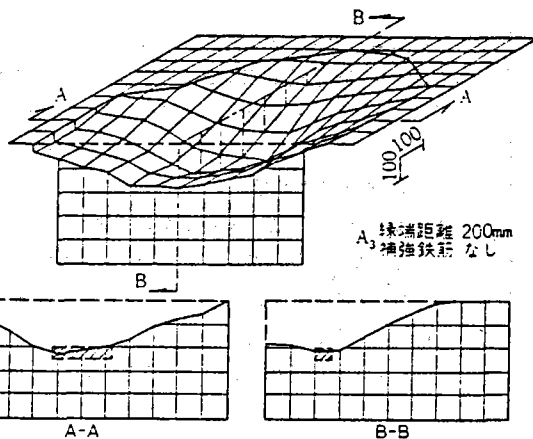


図-9 破壊後のコンクリート形状の一例(タイプA)

- ③ 無筋のケースでは、 $P_c (=P_{max})$ 以後荷重が急激に低下しており、脆的な破壊性状を示している。
- ④ 補強鉄筋のあるケースでは、 P_c 以後変位の増加が大きくなって P_{max} に達する。鉄筋量最大の A_8 、 A_9 では、 P_c 以後わずかに荷重が落ち込み、再び P_{max} まで増加しており、他に比べて P_c から P_{max} 間の変位量が大きい。逆に、縁端距離が200mmで鉄筋量の小さい A_{10} では、 P_{max} 後の荷重減少は急激であり、無筋の場合に近い挙動を示している。これらから、 A_{10} を除き補強鉄筋はひび割れ後の耐荷力の急減を抑えていることがわかる。

3-4 ひび割れおよび破壊の性状

1) ひび割れの性状

図-8は、補強鉄筋のないケース A_3 と、補強鉄筋のあるケース A_8 について、実験終了時のフーチング上面および縁端面のひび割れを示したものである。

ひび割れは、発生位置で次のように分類できる。

- ① フーチング縁端面で発生するひび割れ
 - ② フーチング上面の反縁端側で発生するひび割れ
 - ③ フーチング上面のアンカーボルト付け根で発生するひび割れ
- これらのひび割れ状況をまとめると、以下のとおりである。
- ① ①、②は全ケースで発生し、破壊面を形成する主ひび割れとなる。

- ② ④は無筋のケースでは1本だけであるが、補強鉄筋のあるケースでは、鉄筋によってコンクリートの応力が分散されるため、複数のひび割れとなる。
- ③ ③は無筋のケースでは局部的なものに終わるが、補強鉄筋のあるケースでは、破壊面に形成する主ひび割れに達する。

2) 破壊の性状

図-9は A_3 (縁端距離200mm, 補強鉄筋なし) について、破壊されたコンクリートを取り去った後の破壊面の形状を示したものである。

これと 1) のひび割れの性状とから次のことがわかる。

- ① 破壊面の形状は、スラブの押抜きせん断破壊に近似しており、破壊面の角度はアンカープレートからフーチング表面方向に 45° から水平へと変化している。

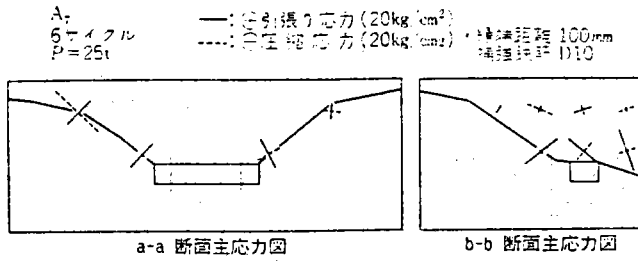


図-10 コンクリート内部応力の一例(タイプA)

- ② 無筋のケースでは、フーチング縁端面と上面の反縁端側にひび割れが発生すると同時に破壊に至り、荷重を続けるとコンクリートごと錘状に抜け出す。
- ③ 補強鉄筋のあるケースでは、アンカーボルト付け根から発生したひび割れが放射状に伸び、上面コンクリートがめくられるようにして盛り上がり、アンカープレートのみが抜け出す。

3-5 コンクリート内部応力

図-10は、 A_4 (縁端距離 100mm, 補強鉄筋 D16)について、アンカープレート長軸方向断面(a-a断面)および短軸方向断面(b-b断面)のコンクリート内部主応力を図化したものである。コンクリート内部応力は3軸モールドゲージにより測定している。

これより、内部応力は全般的に次のような傾向を示していることがわかる。

- ① アンカープレートに近い部分から先に応力が大きくなっている。
- ② アンカープレートの近い部分での主応力の向きは、ほとんどの場合、水平面に対し 45° の角度をなしている。また、主引張り応力の向きと破壊面がほぼ直交することから、破壊面では純引張りに近い応力状態であったと推察できる。
- ③ アンカーボルト埋込み部付近で大きな応力を示しているものが幾つか見られ、アンカーボルトとコンクリートとの付着の影響を受けているものと思われる。

3-6 縁端部補強鉄筋のひずみ

図-11は、補強鉄筋のあるケース $A_3 \sim A_5$ について、引抜き荷重とアンカープレート前面に位置する補強鉄筋に生じたひずみとの関係を示したものである。これから次のことがわかる。

- ① 初めは荷重にほぼ比例して鉄筋ひずみは増加しているが、 P_c 付近で急激にひずみの増加率が大きくなる変化点がある。これは、コンクリートの受け持っていた荷重が、ひび割れを境に急激に鉄筋に移行したものであると考えられる。
- ② 急変点以後 P_{max} までのひずみの増加量は、縁端距離の小さいケースの方が大きく、また、鉄筋量の多いケースの方が大きい傾向にある。

表-3 供試体(タイプB)

供試体番号	縁端距離 (mm)	補強鉄筋	側面ボルト	鉛直力 (t)	ローティングパターン [各サイクルのピーク (t)]
B ₁	100	無	有	0	0-5-10-15-20-25.6
B ₂	100	無	無	0	0-5-10-15-19.0
B ₃	500	無	有	0	0-5-10-20-29.1
B ₄	100	無	有	50	0-5-10-15-20-25-30-33.7
B ₅	100	2φD13-etc=100	無	0	0-10-20-30-40.8
B ₆	100	2φD16-etc=100	有	0	0-5-10-15-20-30-40-59.0
B ₇	100	2φD13-etc=100	有	0	0-10-20-30-40-49.0
B ₈	100	2φD10-etc=100	有	0	0-10-20-30-41.8

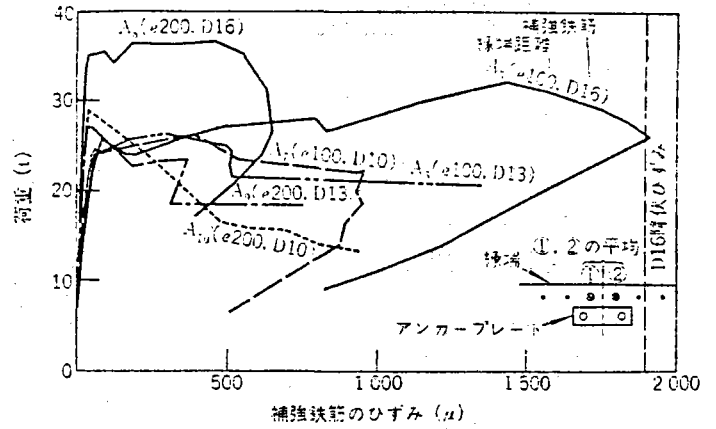


図-11 縁端部補強鉄筋のひずみと荷重の関係

- ③ P_{max} 時の鉄筋ひずみは、 A_3 のみ 1500 μ ほどに達しており、最大で 2000 μ 近くになってから急減しているが、他のケースでは 500 μ 程度以下である。

以上より、 A_3 を除き、補強鉄筋はほとんど降伏まで至らないうちに供試体の耐力が失われたものと考えられる。

4. 脚柱曲げ載荷実験(タイプB)

4-1 供試体

脚柱曲げ載荷実験(タイプB)に用いた供試体は、図-12および表-3に示すように、縁端距離、縁端部補強鉄筋量、側面アンカーボルトの有無、軸力の有無をパラメーターに $B_1 \sim B_8$ の8ケースとし

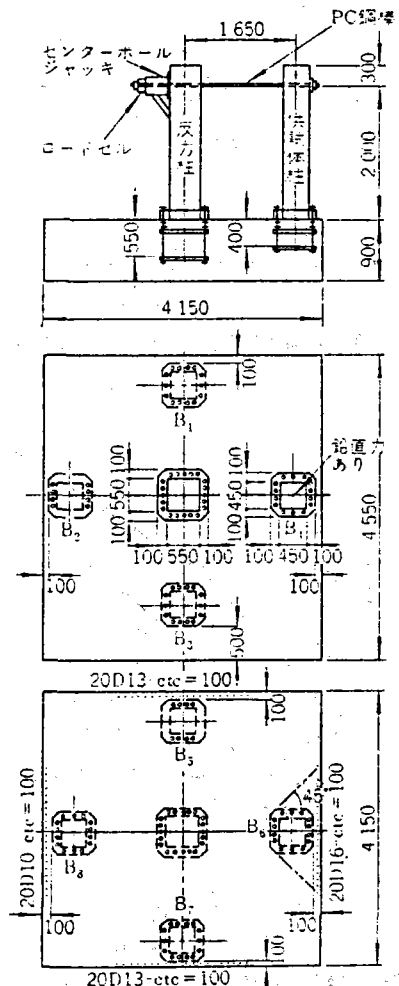


図-12 供試体の概要(タイプB)

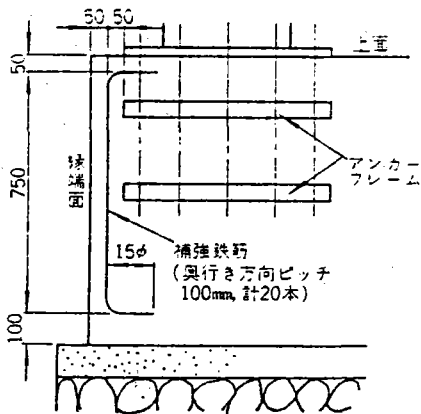


図-13 縁端部補強鉄筋(タイプB)

た。これらの供試体はすべて、フーチング中央に設置した反力柱からPC鋼棒により供試体脚柱を引っ張る片振り繰返し载荷としている。また、 B_4 は上部構造死荷重反力の影響をみるために、SEEケーブルにより50tの鉛直荷重を導入している。縁端部補強鉄筋の詳細は図-13に示すとおりである。

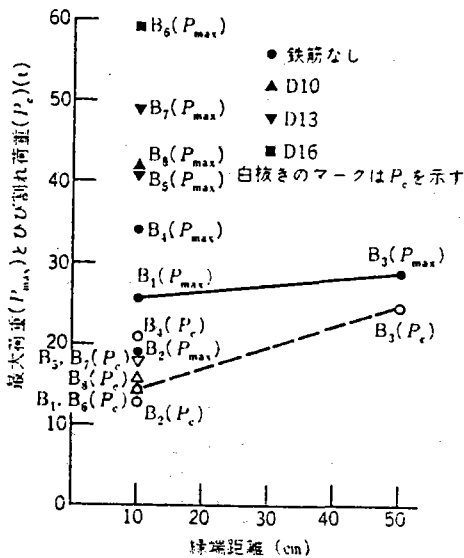


図-14 縁端距離と P_c, P_{max} との関係(タイプB)

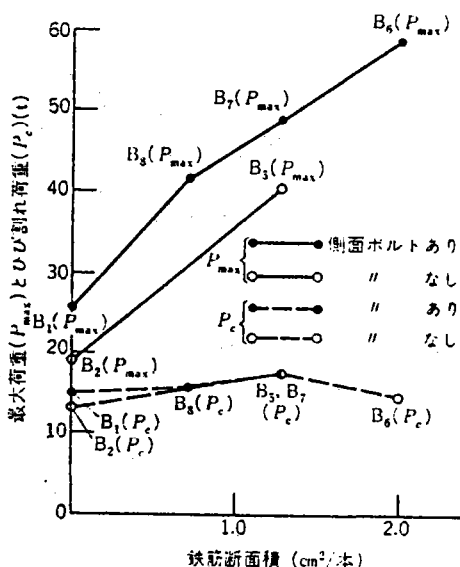


図-15 縁端部補強鉄筋断面積と P_c, P_{max} との関係(タイプB)

表-4 実験結果の概要(タイプB)

番号	縁端距離 (mm)	供 試 体			ひび割れ荷重 P_c (t)	最大荷重 P_{max} (t)	破壊状況
		補強鉄筋	側面アンカー	鉛直力 (t)			
B_1	100	無	有	0	15.0	25.6	フーチング縁端面に2本の主となるひび割れが入り、その間のコンクリートが縁端方向にせり出し、破壊に至る。
B_2	100	無	無	0	13.0	19.0	
B_3	500	無	有	0	25.0	29.1	
B_4	100	無	有	50	21.0	33.7	
B_5	100	D13	無	0	16.0	40.8	フーチング縁端面に無数のひび割れが入り、破壊に至る。
B_6	100	D16	有	0	15.0	59.0	
B_7	100	D13	有	0	18.0	49.0	
B_8	100	D10	有	0	16.0	41.8	

4-2 ひび割れ荷重と最大荷重

タイプBにおいても、全ケースとも载荷によりフーチングコンクリートが破壊された。実験結果の概要を表-4に示す。また、図-14に縁端距離とひび割れ荷重 (P_c)、最大荷重 (P_{max}) との関係を、図-15に補強鉄筋断面積と P_c, P_{max} との関係を示す。これらの図表より以下のことがわかる。

- ① 縁端距離の大きいケースでは、 P_c, P_{max} が大きい。縁端距離と P_c, P_{max} との関係はタイプAと同様な傾向にあると思われる。
- ② 補強鉄筋の P_c への効果は小さいが、鉄筋量の増大に伴い P_{max} は大きく増大し、その増加量は鉄筋量とほぼ比例関係にある。よって、耐力はコンクリート負担分と補強鉄筋負担分の累加によるものとして整理される。
- ③ 側面アンカーボルトの有無は P_c には影響しないが、側面アンカーボルトのないケースでは P_{max} が小さくなっている。
- ④ 鉛直力の導入によって P_c, P_{max} は増大しており、鉛直力はひび割れを抑え、耐力を増大させる効果があることを示している。

4-3 荷重—柱水平変位量

図-16は、タイプB全ケースについて、荷重と載荷位置における柱の水平変位量との関係を示したものである。これより以下のことがわかる。

- ① 補強鉄筋の有無にかかわらず、初めは荷重に対し変位は弾性的に増加している。その後、無筋のケースでは P_c 付近で変位が急激に増大するが、補強鉄筋のあるケースでは P_c 以後もしばらくこの弾性的な変化を続け、徐々に変位の増加率を増しながら P_{max} に達している。しかし、 P_{max} 後の荷重低下はむしろ補強鉄筋のあるケースの方が大きく、縁端部補強鉄筋による変形性能(靱性能)の向上は特に認められない。
- ② 初期の弾性剛性は、鉛直力を導入した B_4 が若干大きいほか

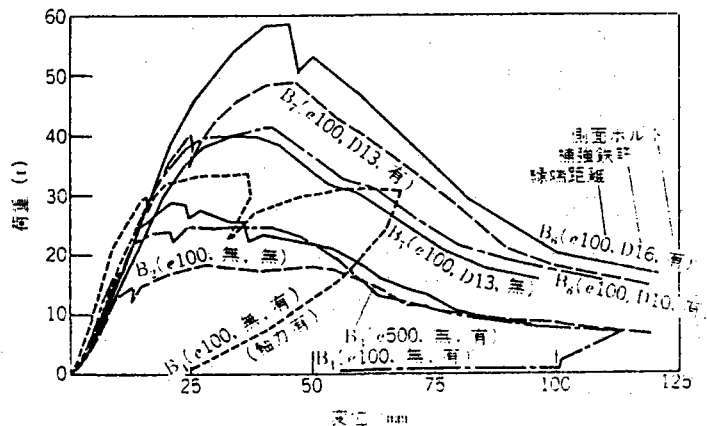


図-16 荷重と柱水平変位量との関係

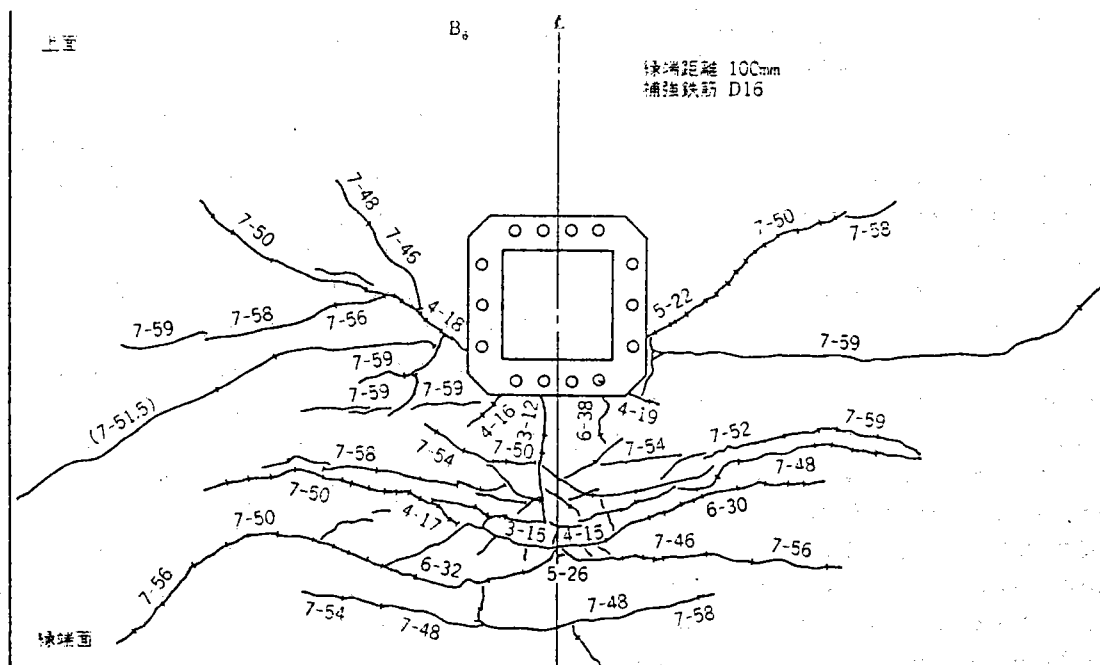
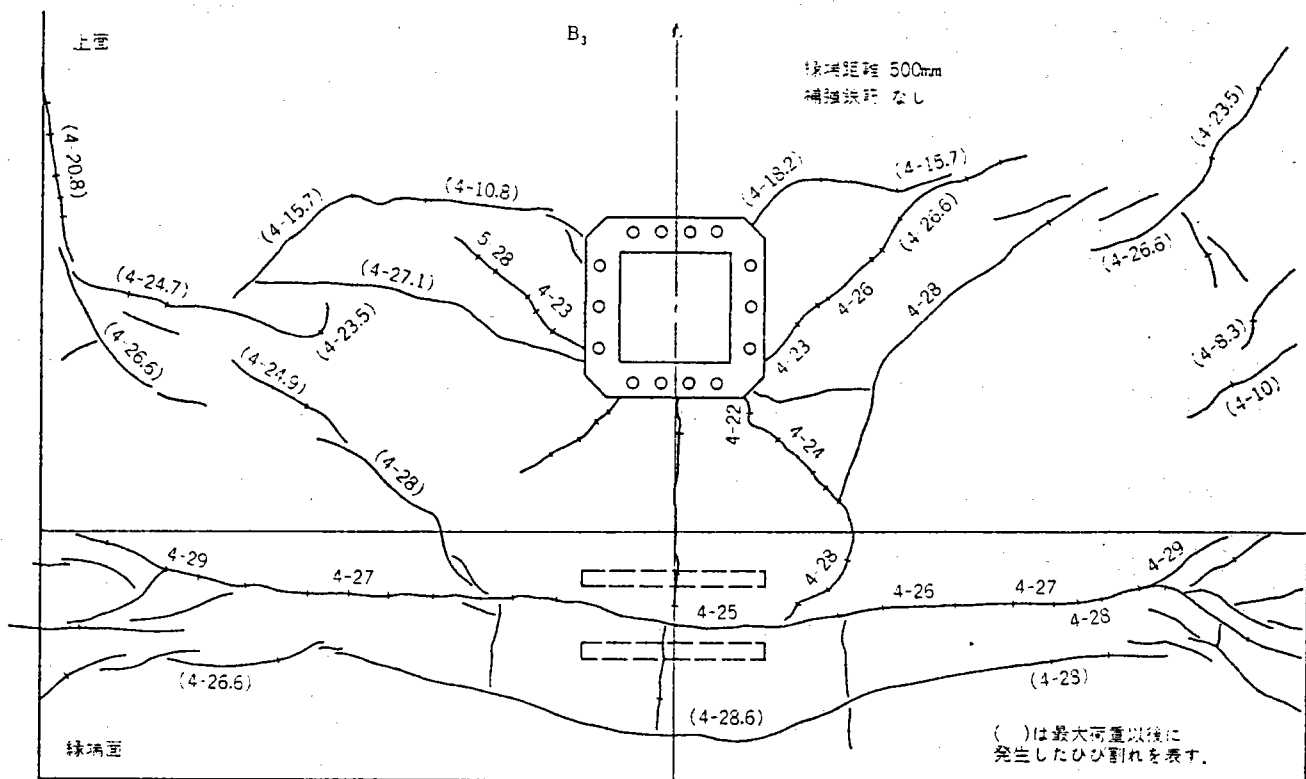


図-17 ひび割れ観察結果の一例(タイプB)

ほぼ等しく、初期剛性は縁端距離、補強鉄筋量および側面アンカーボルトの有無により変化しないことを示している。

4-4 ひび割れおよび破壊の性状

1) ひび割れの性状

図-17は、B₃(縁端距離500mm、補強鉄筋なし)、B₄(縁端距離100mm、補強鉄筋D16)について、実験終了時のひび割れを示したものである。ひび割れの大部分は、発生位置で次のように分類できる。

- ① フーチング縁端面の下側アンカーフレーム埋込み深さ位置付近で発生するひび割れ

- ② フーチング上面のベースプレート縁端側で発生するひび割れ
 - ③ フーチング上面のベースプレート側面側で発生するひび割れ
 - ④ ①の下方で発生するひび割れ
- 以上より、ひび割れについて次のことがわかる。

- ① 全ケースとも発生順は③→④→②である。④は下側アンカーフレームから発生したひび割れがフーチング縁端面に達したものであり、③はアンカーボルトとコンクリートとの付着によるものである。
- ② 補強鉄筋のあるケースでは、フーチング縁端面に無数のひび割れが発生する。これは、補強鉄筋により縁端部の引張り応力

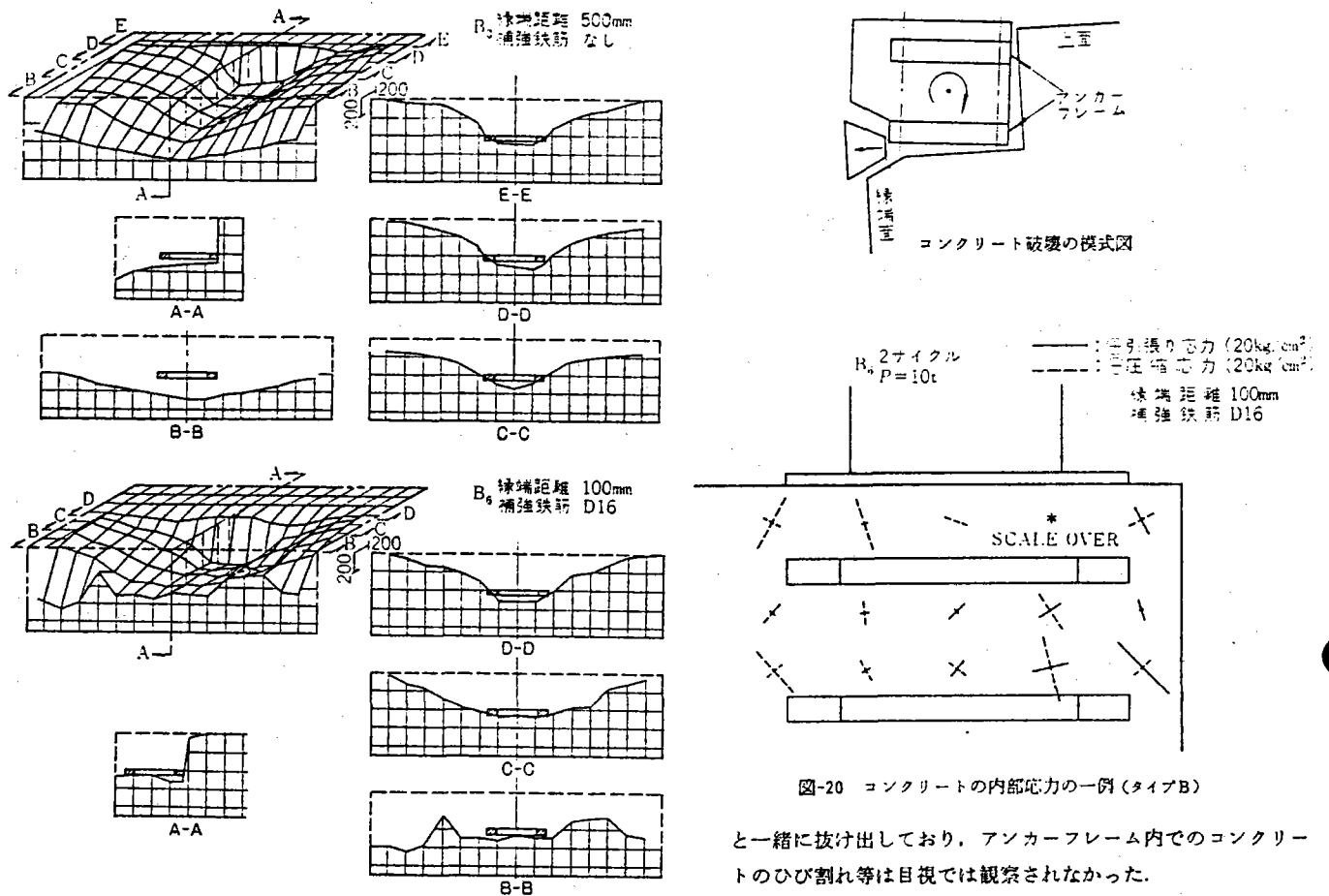


図-20 コンクリートの内部応力の一例(タイプB)

破壊後のコンクリート形状の一例(タイプB)

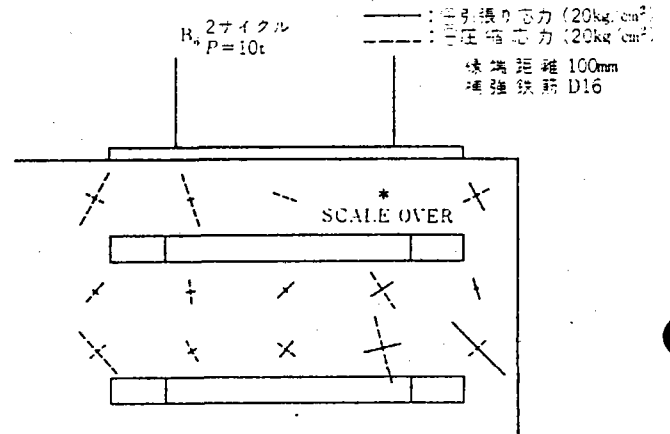
が分散されたためであると考えられる。

- ③ フーチング上面のベースプレート反縁端側(圧縮側)では、ひび割れはほとんど発生しない。
- ④ ①のひび割れは左右に進行するに従いほぼ水平となり、フーチング側面にまで達している。

2) 破壊の性状

図-18は、 B_1 (縁端距離500mm, 補強鉄筋なし), B_2 (縁端距離100mm, 補強鉄筋D16)について、破壊面の形状を示したものである。これらと1)で示したひび割れの性状とから次のことがわかる。

- ① 無筋のケースでは、縁端面の下側アンカーフレーム埋込み深さ位置付近のひび割れの幅が大きくなると同時に、その下方のひび割れとの間のコンクリートブロックが縁端側へせり出してくる。これは、アンカーフレーム全体の傾きの増大に伴い、下側アンカーフレームが縁端側へ押し出されるように変位することにより、縁端部コンクリートが水平方向の押抜きせん断破壊をしたものと考えられる。図-19に模式図を示す。
- ② 補強鉄筋を配したケースでは、フーチング上面のベースプレート側面側から発生したひび割れが縁端に平行に伸び、そのひび割れと縁端との間のコンクリートがめくれ上がるように破壊する。コンクリートブロックのせり出しはない。
- ③ 破壊面は、下側アンカーフレームからはほぼ水平または斜め上方に縁端側へ向かう面、斜め上方に側面側へ広がる面、およびアンカーフレーム背面の鉛直に切り立った平面から構成される。
- ④ アンカーフレーム内部のコンクリートは、アンカーフレーム



と一緒に抜け出しており、アンカーフレーム内でのコンクリートのひび割れ等は目視では観察されなかった。

以上の諸点から、タイプBの破壊機構は、まず下側アンカーフレームの引抜きせん断、次いでアンカーフレーム全体が剛体的に回転して傾くことによる水平方向の押抜きせん断破壊へと続く、複合的なものであると考えられる。

4-5 コンクリート内部応力

図-20は、 B_2 (縁端距離100mm, 補強鉄筋D16)について、アンカーフレーム中心軸断面におけるコンクリート内部主応力を図化したものである。内部応力は全般的に次の傾向を示している。

- ① 初めに引張り主応力が増大し始めるのは、上下アンカーフレームの縁端側(引抜き側)の周辺である。各ケースでばらつきはあるが、引張り主応力はアンカーフレーム内部の方が縁端部よりも先に大きくなる傾向がみられる。
- ② アンカーフレーム内部での圧縮応力は、下側アンカーフレーム縁端側からベースプレート反縁端側へと流れている。
- ③ ひび割れ荷重 P_0 を超えた段階で、①の位置のすべておよび②の位置の幾つかで、引張り主応力は割裂試験によるコンクリートの引張り強度以上の値を示している。

4-6 縁端部補強鉄筋のひずみ

図-21は、 B_2 (縁端距離100mm, 補強鉄筋D13, 側面ボルトなし)について、各荷重サイクルピーク時ごとの縁端部補強鉄筋のひずみ分布を示したものである。また図-22は、鉄筋ひずみと荷重との関係を示したものである。なお、鉄筋ひずみの測定点は、いずれもフーチング上面から下方へ450mmの位置である。これらの図から次のことがわかる。

- ① 鉄筋ひずみは、中央部に近い鉄筋ほど大きい山形の分布を示しており、中央部鉄筋のひずみは降伏ひずみを超過している。
- ② 荷重-鉄筋ひずみ曲線は、鉄筋位置によらず荷重12t前後に

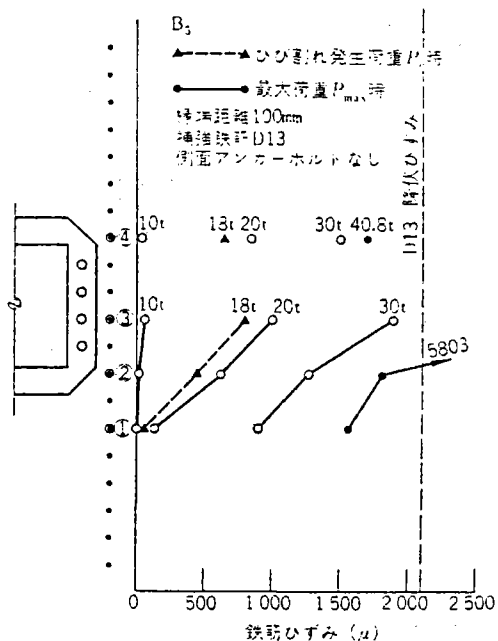


図-21 緑端部補強鉄筋のひずみ分布の一例

ひずみの増加率の急変点がある。初めの傾きの小さい部分では、フーチング緑端部に生じた引張り応力はコンクリートが受け持っていると考えられ、その後 P_0 に達する以前の荷重段階で鉄筋位置にひび割れが発生し、急激に鉄筋に応力が伝達されたものと思われる。

以上より、緑端部補強鉄筋はアンカーフレーム中央部に近い部分ほど有効に働いており、耐力の増大に寄与しているものと考えられる。

5. 現行基準類との比較と考察

5-1 アンカーボルトの軸力

図-23は、 B_3 について P_{max} 時のアンカーボルトの軸力分布を示したものである。この図で直線および破線で示したのは、それぞれ杭方式あるいは周囲鉄筋 RC 方式により算定したアンカーボルト軸力の計算値である。

この図より、アンカーボルト軸力の実測値は、周囲鉄筋 RC 方式による計算値によく符合していることがわかる。よって、今回の実験のようにベースプレート下のコンクリートの充填性がよい場合には、杭方式よりも周囲鉄筋 RC 方式によりアンカーボルト軸力を算

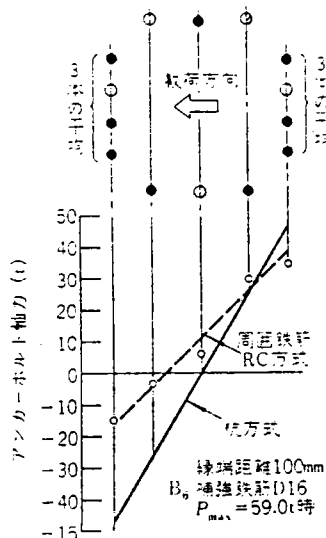


図-23 アンカーボルト軸力分布の一例

定した方がより現実に近いものと思われる。

5-2 アンカーフレームの応力

表-5は、 A_3 について P_{max} 時のアンカープレートの応力の実測値と計算値を示したものである。なお、応力計測位置は表下の図に示したとおりである。

表より、アンカープレートの応力の実測値は計算値の1%以下であり、よって、アンカープレートは周囲のコンクリートと協同して合成部材として働いているものと思われる。ゆえに、現行設計法における“アンカーボルト位置を支点としてコンクリートから等分布の支圧力を受ける梁”としての仮定は、現実を反映していないものと考えられる。

5-3 鉄筋寄与率の算定

前述したように、緑端部補強鉄筋のひずみ分布は、アンカーフレーム中央部に近い鉄筋ほど大きい山形の分布を示している。ここで、タイプBにおいて、緑端部に配置した20本の補強鉄筋のうち何本が有効に働いているかを試算した。

タイプBにおける耐力は、コンクリート負担分と鉄筋負担分の累加によるものと考えられるので、緑端側(引張り側)アンカーボルト4本の P_{max} 時における引張り力(実測値)の合計 $T_0(t)$ と鉄筋1本あたりの断面積(公称断面積) $A_s (cm^2/本)$ が、

$$T_0 = T_c + \alpha \cdot A_s$$

ここに、

T_c : コンクリート負担分 (t)

α : 定数 (t・本/cm²)

の関係にあるものと仮定する。ここで、緑端距離が100mmで鉄筋径を変えた4個の供試体 (B_1, B_3, B_7, B_9) の実験結果より、最小2乗法で T_c, α を求めると、

$$T_c = 56.6t$$

$$\alpha = 43.4t \cdot \text{本}/\text{cm}^2 \text{ (相関係数 } r=0.991)$$

となる。よって α を鉄筋の降伏応力 (3600kg/cm²; 材料試験値) で除すと有効鉄筋本数が求められる。すなわち、

$$43.4t \cdot \text{本}/\text{cm}^2 \div 3.6t/\text{cm}^2 = 12.1 \text{ 本}$$

となり、鉄筋12本分の降伏強度に値する引張り力が、緑端部補強鉄筋により受け持たれていたことがわかる。

5-4 緑端距離と最大荷重との関係

図-24は、タイプAの補強鉄筋がなく緑端距離を変えた4個の供

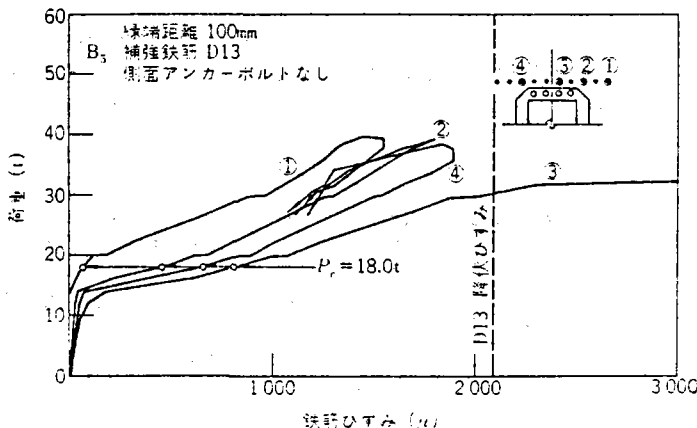
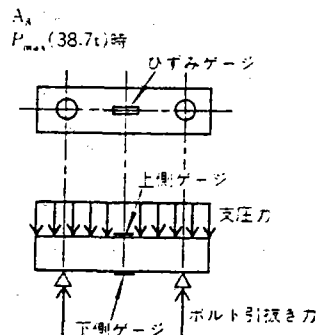


図-22 緑端部補強鉄筋のひずみと荷重との関係(タイプB)

表-5 アンカービーム応力の実測値と計算値

	アンカービームの応力 (kg/cm ²)		実測値/計算値
	実測値	計算値	
上側ゲージ	-10.2	-3.230	0.31%
下側ゲージ	20.8	3.230	0.64%



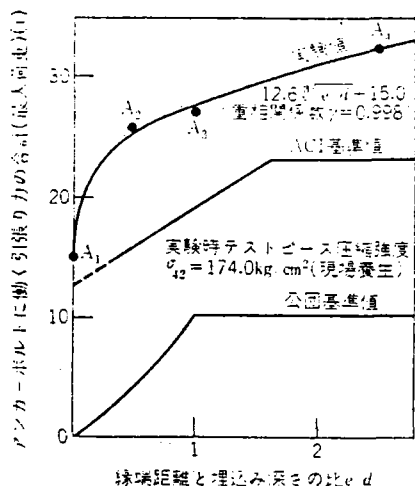


図-24 縁端距離と最大荷重との関係

試体 (A₁~A₄) について、最大荷重 (アンカープレートに作用する引張り力) と縁端距離の無次元量 (縁端距離とアンカープレート埋込み深さの比) との関係を示したものである。図中に曲線で示したのは、実験値を縁端距離の無次元量 e/d の 3 乗根の比例関数として近似したものである。また、現行の首都公団基準により算定した許容荷重直線 (以下、公団基準値) と、一方でせん断抵抗面積を ACI の規定により算出し、公団基準と同じく許容せん断応力度を 8.0 kg/cm^2 ($\sigma_{ck} = 180 \text{ kg/cm}^2$ の場合) としたときの許容荷重直線 (以下、ACI 基準値) を併せて示した。

この ACI の規定は、スラブの押抜きせん断耐力に関するもので、図-25 に示すように、道路橋示方書と同様、荷重分布域から部材厚の 1/2 の距離に限界断面を想定し、その周長に部材厚を乗じたものを設計せん断抵抗面積としている。また、自由縁との距離が小さい場合は、限界断面を自由縁に開放している。ここでは、アンカープレートに荷重域、アンカープレート埋込み深さを部材厚、フーチング縁端を自由縁として考えている。

図より、公団基準値は ACI 基準値より安全側の値を与えているものの、縁端距離が小さい場合には過大な安全率となっているものと思われる。これに対し、ACI 基準値は実験値と傾向はよく合っているが、実設計にあたっては許容せん断応力度を低くおさえる必要があると考えられる。

また、ACI の規定による限界断面内に位置する補強鉄筋本数は 10 本であり、前節で試算した有効鉄筋本数 12 本にほぼ一致する。

よって現状では、アンカーフレームの引抜きについて、せん断抵抗面積を ACI の規定により算出し、縁端側 (引張り側) アンカーボルト列に働く引張り力の合計に対して、コンクリート負担分と、限界断面内に位置する補強鉄筋の負担分との累加により抵抗すると考えて設計を行うのが妥当であると考えられる。

6. 結 論

本検討により得られた結論を列記すると以下のとおりである。

6-1 基礎実験 (タイプ A)

- ① アンカープレートの引抜きによるコンクリートの破壊性状は、スラブの押抜きせん断破壊に近似している。
- ② 縁端距離と耐力との関係は、せん断抵抗面積を ACI の規定により算出した場合が、実験値とよく符合する。
- ③ アンカープレートの応力は、アンカーボルト位置を支点とし、

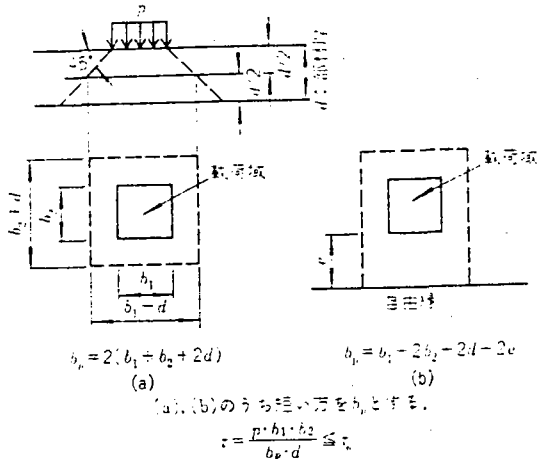


図-25 ACI 規定によるせん断抵抗面積のとり方

コンクリートから等分布の支圧力を受ける梁として計算した値より、格段に小さい。

6-2 脚柱曲げ載荷実験 (タイプ B)

- ① 脚柱曲げ載荷によるフーチングの破壊性状は、まず下側アンカーフレームの引抜きせん断、次いでアンカーフレーム全体が剛体的に回転して傾くことによる水平方向の押抜きせん断破壊へと続く複合的なものであると考えられる。
- ② 縁端部補強鉄筋の配筋により耐力は大きく増大し、その増加量は鉄筋量に比例する。よって、耐力はコンクリート負担分と鉄筋負担分の累加によるものとして整理される。
- ③ 縁端部補強鉄筋のひずみは、中央部に近い位置にある鉄筋ほど大きい山形の分布を示している。
- ④ アンカーボルトの軸力は、ベースプレート下のコンクリートの充填性がよい場合には、周囲鉄筋 RC 方式により算定したものが現実に近い。

あとがき

鋼橋脚アンカー部について模型実験を行い、フーチング部分の破壊機構と、特に縁端距離が小さい場合のフーチングの補強方法について検討を行った。

本検討により、フーチングの破壊機構、縁端距離の影響、補強鉄筋の効果等について、ある程度明らかとすることができた。現在、この実験に引き続き、より実際に近い模型による追加実験を行っており、この結果についてもいずれ機会があれば報告したいと考えている。

最後に、本実験の遂行にあたりご尽力いただいた鋼建設技術研究所の五十嵐功氏、山登武志氏、大丸隆氏に、誌面を借りて深謝の意を表したい。

〔参考文献〕

- 1) 首都高速道路公団：鋼橋脚アンカー部の検討報告書 (昭58.3)
- 2) 首都高速道路公団：フーチング縁端との距離の小さいアンカーフレームの実験報告書 (昭59.3)
- 3) 西沢、玉置、山内、小寺：道路橋脚柱アンカー部の設計と強度に関する実験研究、コンクリート工学 (昭50.2)
- 4) 首都高速道路公団：鋼構造物設計基準 (昭56.9)
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅲコンクリート橋 (昭53.1)
- 6) American Concrete Institute: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (1977)

§ 2. 上部工、下部工、基礎工の立体解析について

1. まえがき

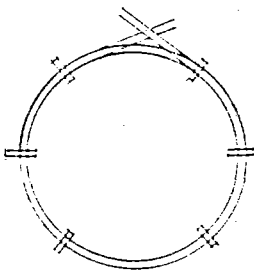
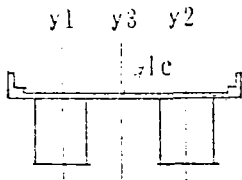
地形、既設構造物の制約を受け、厳しい条件を持つ曲線高架橋もしくは、橋脚の高低差が極端に大きい場合の高架橋では、上、下部を分離する構造計算は実状と大きな相違を生ずる恐れがある。一方、電子計算機の普及により、多節点の3次元構造も簡単に解けるようになった。

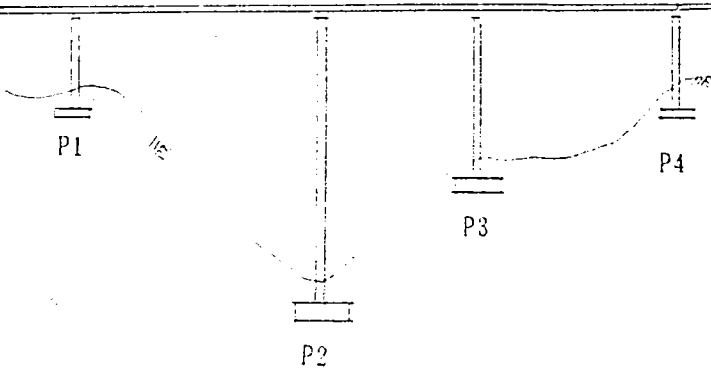
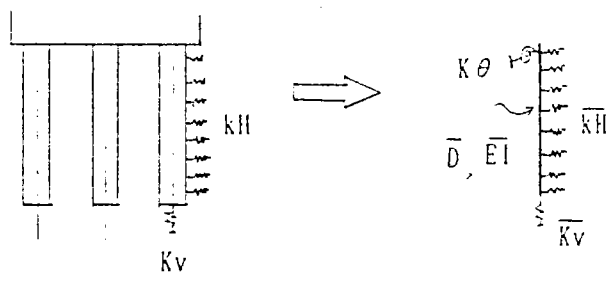
以上の状況により、最近の設計作業はしばしば上、下部と基礎工を一体にして構造計算を行う。

2. 現状と問題点

立体解析のモデル化について、現在は道路橋示方書をはじめ、各公団の規準にも規定を設けていない。したがって、現時点では各設計者の判断にまかせる場合が多く、統一していない点も多い。

その主な問題点は次頁のように挙げられる。

類別	項目	内容
上部工	1) 地震力・風荷重のかけ方	 <p style="text-align: right;">ループ橋平面</p> <p>地震力：各橋脚の橋軸と直角方向 風荷重：各支間の法線方向</p>
	2) R C床版の剛度評価	 <p>a) 床版の剛度を評価しない。(その1) $I = I_{y1} + I_{y2}$</p> <p>b) 床版の剛度を評価しない。(その2) $I = I_{y3}$</p> <p>c) 床版の剛度を評価する。 $I = I_{y3} + I_c$</p>
	3) 橋脚の水平変位	<p>首都高速公団 $\delta a \leq 10\text{cm}$ (旧規準)</p> <p>阪神 " $\delta a \leq 10\text{cm}$</p> <p>名古屋道路公社 $\delta a \leq 10\text{cm}$</p> <p>実際、首都高速では30cmまで設計している。</p>

類別	項目	内容												
下部工	不等高橋脚の剛度調整	 <p>高橋脚と低橋脚の応力集中度合もしくは変位の調整方法。</p>												
基礎工	バネ値の設定	<p>道路橋示方書IV下部構造編に示す“変位法”計算式を变形することによって下図のように等価なモデル化を行う事ができる。</p> <p>(群 杭) (1本梁モデル)</p>  <p>D ; 杭径 n ; 杭総本数 EI ; 杭1本の曲げ剛性</p> $\bar{EI} = n \cdot EI \quad K\theta = Kv \cdot \sum X_i^2$ $\bar{KH} = n \cdot KH \cdot D, \quad \bar{Kv} = n \cdot Kv,$ <table border="1" data-bbox="831 1635 1356 1825"> <thead> <tr> <th></th> <th>群 杭</th> <th>1本梁モデル</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>δx (mm)</td> <td>17.8</td> <td>17.8</td> </tr> <tr> <td>δy (mm)</td> <td>3.2</td> <td>-</td> </tr> <tr> <td>α (rad)</td> <td>0.00169</td> <td>0.00169</td> </tr> </tbody> </table> <p>橋脚で試算した結果、右表のように妥当性が確認された。</p>		群 杭	1本梁モデル	δx (mm)	17.8	17.8	δy (mm)	3.2	-	α (rad)	0.00169	0.00169
	群 杭	1本梁モデル												
δx (mm)	17.8	17.8												
δy (mm)	3.2	-												
α (rad)	0.00169	0.00169												

鋼橋技術研究会・示方書研究部会

第17回 国内設計基準研究分科会成果報告書

討 議 課 題

1. 方杖ラーメン橋の脚の有効座屈長について
2. 斜橋の設計上の問題点について

1. 方杖ラーメン橋の脚の有効座屈長について

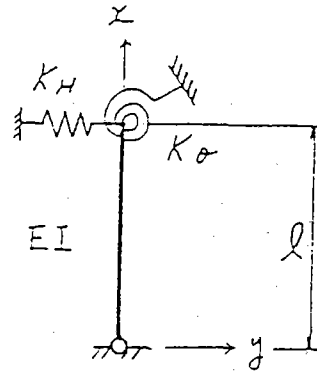
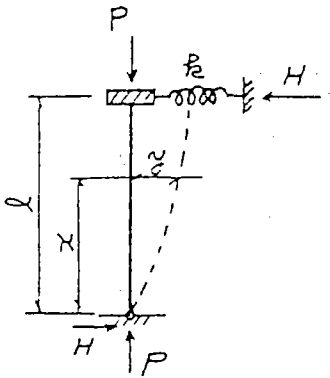
1) 背景と討議資料

ラーメン脚の有効座屈長は道示13.5.1により剛比 $k = \frac{I_c / h}{I_B / L}$ が5以下の場合、 $l = 3.5h$ と規定されている。(資料-1.1参照)

しかし、開脚をもつ方杖ラーメンでは側方への拘束が大きく、座屈性状が異なるのでこの規定を適用することはできない。

方杖ラーメン橋の脚について、多くの設計例を調べてみたところ、次の3つに大別できる。

- (1) 何の説明もなく、いきなり $l = 2h$, $l = 1.5h$, $l = h$ を使っているもの。
- (2) 簡易モデルに置換して座屈荷重を求め、 l を計算しているもの。



- (3) 全体座屈解析によるもの。

(1) が圧倒的に多いようである。各々の問題点を挙げると、

(1) は簡単でよいが、何の根拠もない。しかし、 $l = 1.5h$ でおおむね安全である。

(2) は剛度変化が入らない点を除けば一応もっともであるが、計算がめんどうである。また、

有効長の考えをとり入れる必要があるのかどうか。

(3) はモデル化(荷重位置)の設定が問題。また、弾性座屈解析でよいのかどうか。

資料 - 1.1

13.5 ラーメンの全体座屈

13.5.1 ラーメンの有効座屈長

ラーメンの有効座屈長 l は、とくに厳密な計算を行わない場合は、表-13.5.1によるものとする。

表-13.5.1 ラーメン柱の有効座屈長

座屈形式		面 内 座 屈	
部材(図-13.5.1)	1層の柱 下端固定	$l = 1.5h$ $= \{1.5 + 0.04(k-5)\}h$	$k \leq 5$ $5 < k \leq 10$
	(①~⑥) 下端ヒンジ	$l = 3.5h$ $= \{3.5 + 0.2(k-5)\}h$	$k \leq 5$ $5 < k \leq 10$
2層以上の柱 (⑦~⑩)		$l = 1.9h$ $= \{1.9 + 0.14(k-5)\}h$	$k \leq 5$ $5 < k \leq 10$
1本足の柱 (⑨)		$l = 2.0h$	
2層以上の1本足の柱 (⑩)		$l = 2.2h$	

ここに、

$$k = \frac{I_c/h}{I_B/L}$$

I_c : 柱の断面二次モーメントの平均値 (cm⁴)

I_B : はりの断面二次モーメントの平均値 (cm⁴)

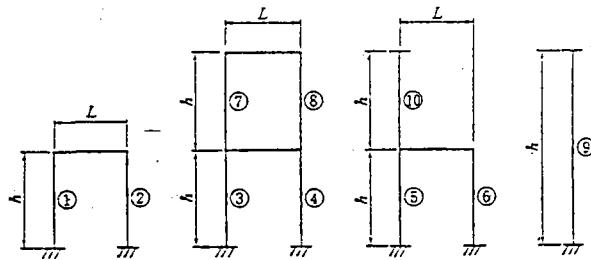


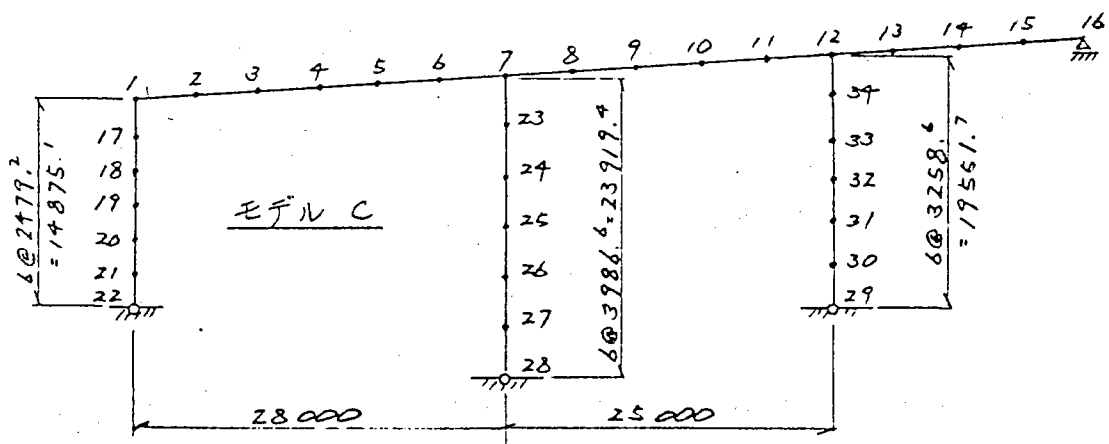
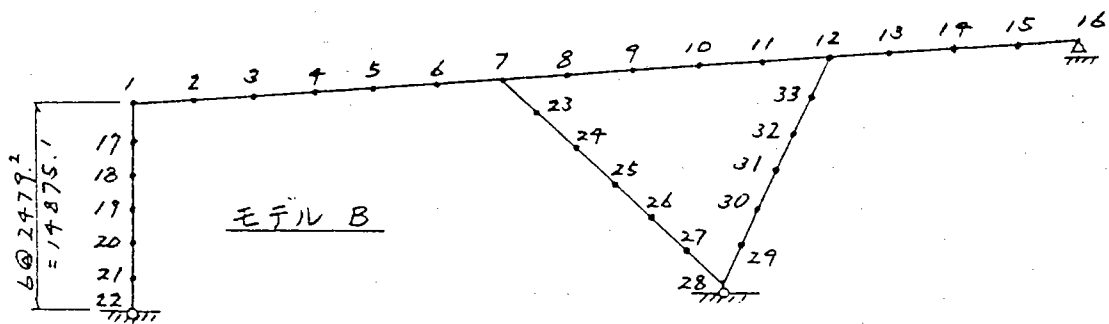
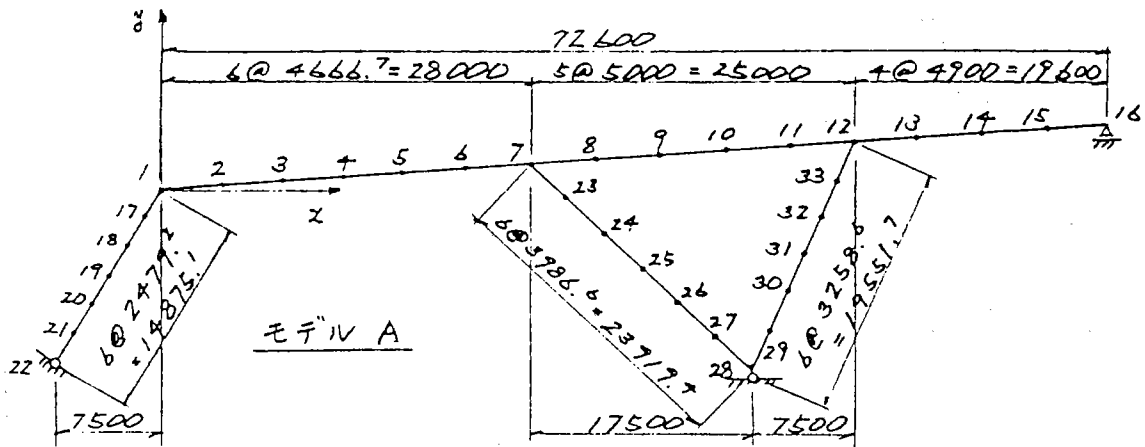
図-13.5.1 ラーメンの部材長

(道路橋示方書)

資料 - 1. 2

全体座屈解析の解析方法による比較

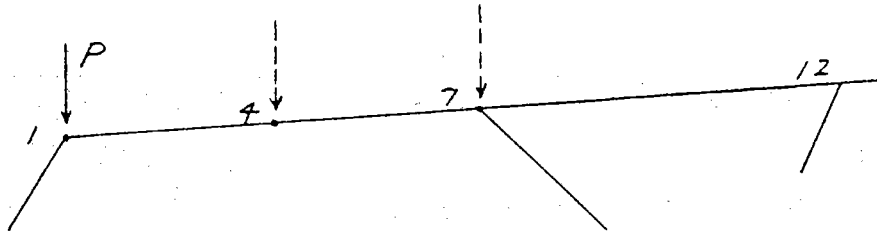
1. 解析モデル



2. 荷重

モデルA, B, Cとも、格点1, 4, 7に集中荷重 $P=1000t$ を鉛直下向き ($-Y$ 方向) に載荷させた。

ケース I ケース II ケース III



3. 解析結果

解析モデル	載荷ケース	NASTRAN	FRAME/LARGE	
A	1	10.513	2.519	
	2	8.361	3.151	
	3	9.834	1.949	
B	1	14.036	13.971	
	2	11.169	2.259	
	3	11.126	1.643	
C	1	4.179	4.168	
	2	4.869	1.552	
	3	4.789	4.758	

<計算は日本電子計算(株)による>

NASTRAN : 微小変形固有値解析

FRAME/LARGE : 大変形固有値解析

鉛直部材の上端に荷重が作用しているモデルに於ては、大変形効果が少なく、微小変形解析=大変形解析となるため、FRAME/LARGEの解は、NASTRANに近似する。

資料 - 1.3

π 型ラーメンの座屈係数

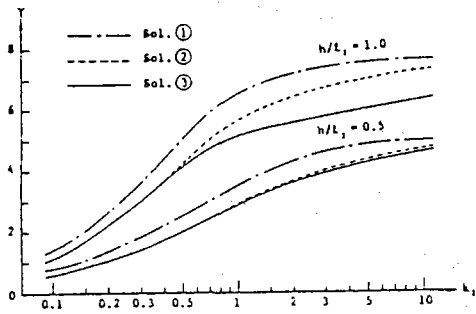


図-9 π 形ラーメンの座屈係数 ($k_2 = 1, \theta = 45^\circ$)

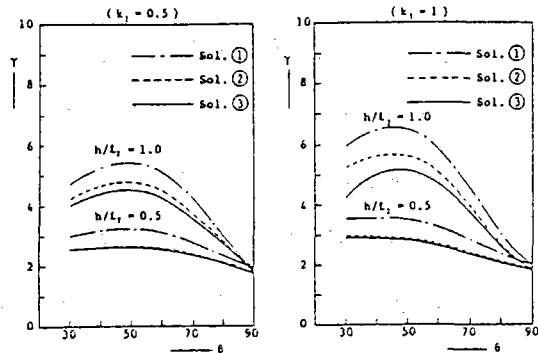
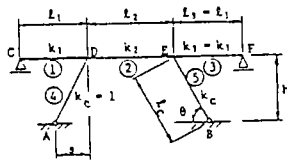


図-10 π 形ラーメンの座屈係数 ($k_2 = 1$)



構造形式

$$Pcr = \gamma (E I c / l c^2)$$

林 正 : 曲げを受けるラーメンの座屈解析, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.32A, 1986.3.

2) 討議, 意見等

- (1) $l = 1.5h$ は建築構造からきている。
- (2) 一般に $l = 1.5 \sim 2.0h$ で安全である。
- (3) これからは、全体座屈解析の方へ進むのが趨勢と考えられる。
- (4) 方杖ラーメン橋は一般に大規模なものが少ないので、全体座屈解析はほとんど行われなないのが現状である。基準も図表等の利用が望ましい。
- (5) 座屈荷重がわかるなら有効座屈長の考え方に固執する必要はない。
- (6) 全体座屈解析においては、①荷重の載荷方法、②実際の構造に即した解析方法（微小変形、大変形等）の選択、③弾塑性解析が必要ではないか、等の問題が考えられる。

2. 斜橋の設計上の問題点について

1) 背景と討議資料

非合成桁の場合、斜角のかなり小さいものが設計されているが、果たして斜橋の特性が設計上に充分考慮されているかどうかを再考する。

次の点について討議資料を次頁に示す(資料-2.1)。

(1) 対傾構の評価

解析において、対傾構の剛度を考慮した場合と無視した場合との比較

(2) 支点反力(負反力)

骨組構造の相違による負反力の比較

(3) 横桁(対傾構)の配置

① 横桁の方向

横桁配置が斜方向の場合と直方向の場合との比較

② 支点上格点のずれ

支点上格点をずらすことによる断面力等の変化

その他、

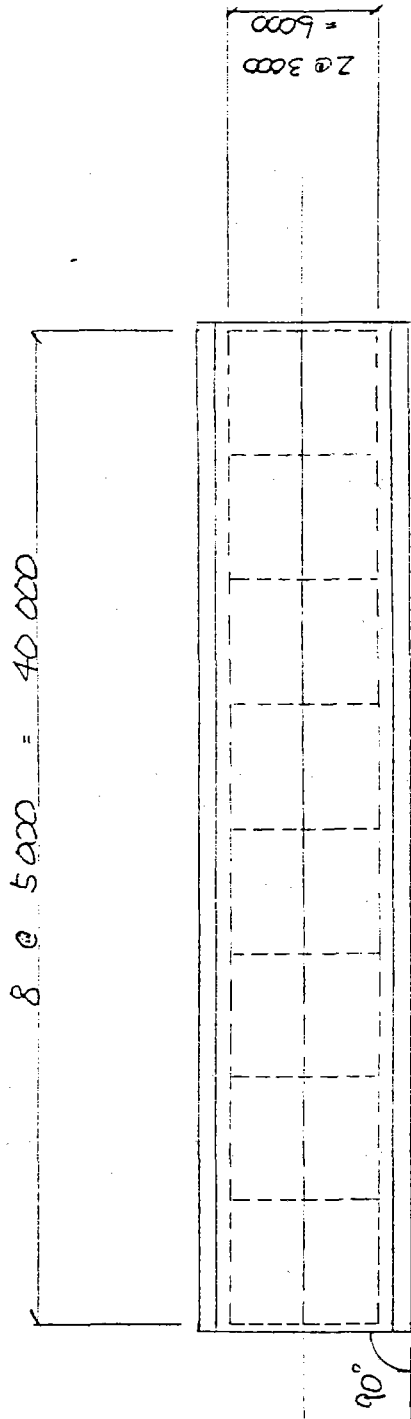
(1) 直橋においても、横桁(対傾構)と主桁との取合い部に多くの損傷が見られる。斜橋の場合、横桁はかなり大きなモーメントを受けるので、主桁との取合い部に損傷が発生しやすい。

(2) 主桁間のたわみ差(桁倒れ)による主桁の2次応力(水平曲げ応力)の検討。

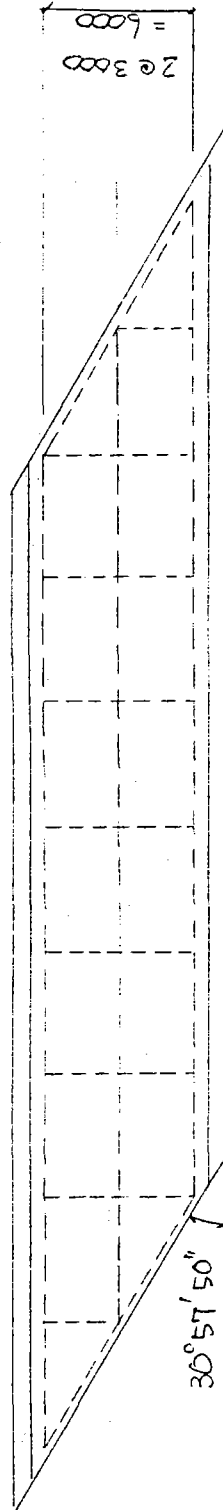
等の問題が考えられる。

資料 - 2.1 直橋と斜橋の比較

解析モデル

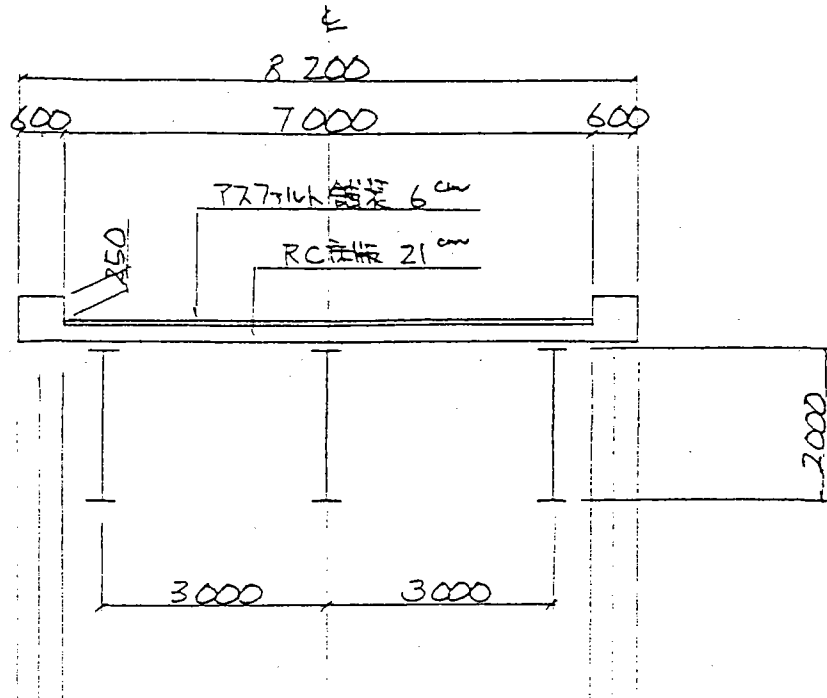


Model 1



Model 2

断面図 30° 部材剛度



		I (cm ⁴)		J (cm ⁴)	
		外桁	内桁	外桁	内桁
主	1	1819500	1863200	200	200
	2	3365600	2922000	700	530
	3	4437300	3825500	1160	850
	4	"	4006300	"	920
桁	5	"	"	"	"
	6	"	3825500	"	850
	7	3365600	2922000	700	530
	8	1819500	1863200	200	200
分配横桁		751200		100	
端対接端		337400		100	
中間対接端		254300		100	

荷重

死荷重のみを載荷する。

1. 歪み (mm)

a)	G1	0	44.7	78.6	99.8	107.2
	G2	0	44.3	78.5	99.8	107.1
	G3	0	44.7	78.6	99.8	107.2

b)	0	44.7	78.5	99.8	107.2
	0	44.4	78.5	99.8	107.1
	0	44.7	78.5	99.8	107.2

c)	0	45.7	80.3	101.9	109.2	101.5
	0	41.5	73.7	94.1	101.2	
	0	45.5	79.8	101.5		

d)	0	9.2	21.5	31.7	37.2	36.1
	0	8.9	22.6	32.6	36.1	
	0	14.8	28.2	36.1		

2. 曲げモーメント (t.m)

a)

G1	0	248.7	422.7	529.5	561.7
G2	0	215.5	376.7	468.5	506.0
G3	0	248.7	422.7	529.5	561.7

b)

0	0	245.7	424.3	529.8	562.0
0	-11.6	221.5	373.5	468.0	505.4
0	0	245.7	424.3	529.8	562.0

c)

0	253.7	436.8	545.2	573.7	527.6
0	196.8	343.3	446.3	495.0	495.0
0	254.3	428.3	529.6	527.6	527.6

d)

19.6	-65.2	0.0	0.0	0.0	0.0
-13.4	-88.9	89.1	179.7	257.9	264.6
-137.6	-121.8	140.0	222.9	245.2	245.2
-127.7	-109.5	47.3	191.7	264.6	264.6

3. 反力 (t)

a)

G1	57.2							
G2	48.5							
G3	57.2							

b)

	56.6							
	49.7							
	56.6							

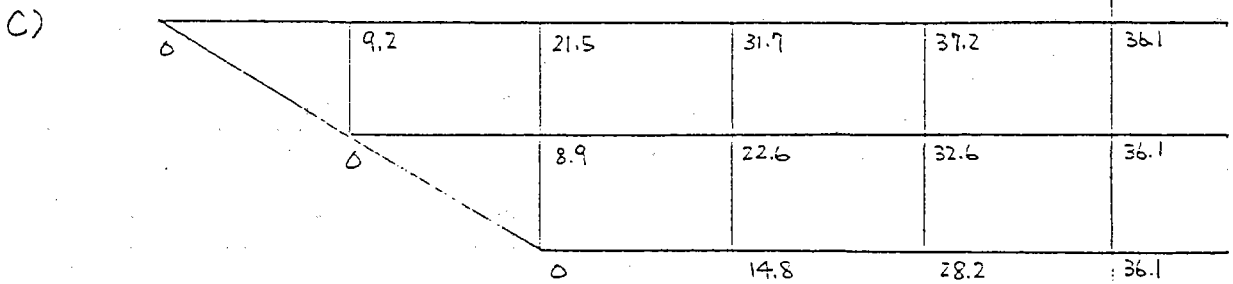
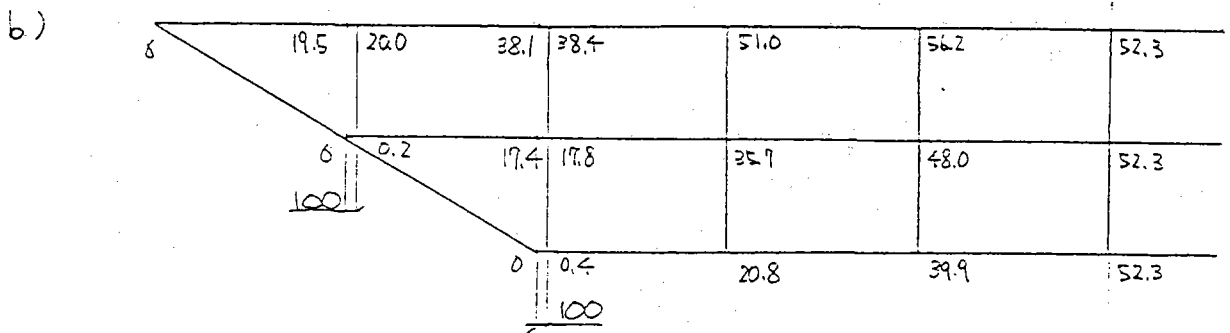
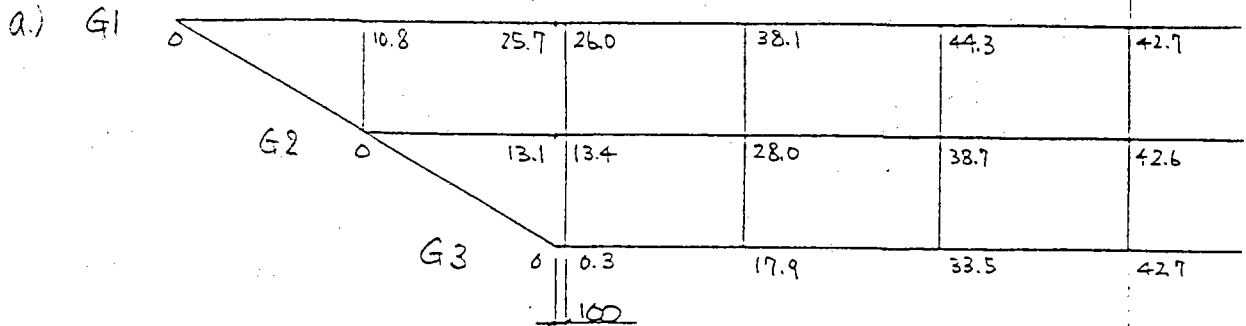
c)

	57.4							
	45.6							
	59.9							

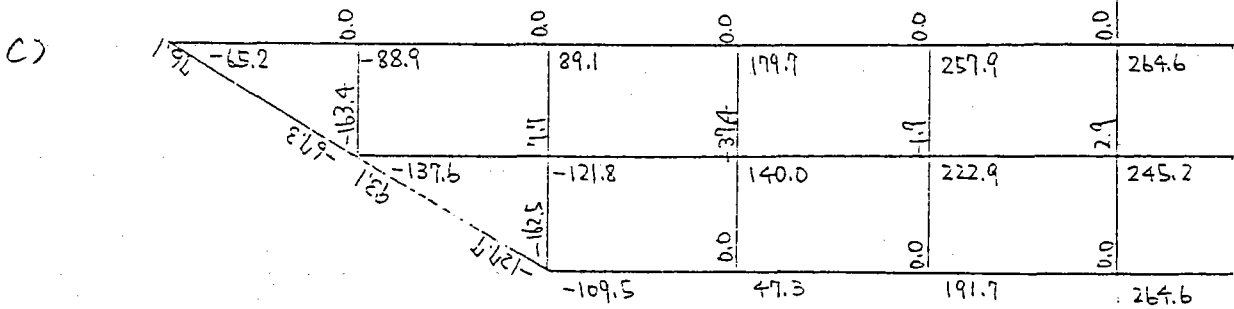
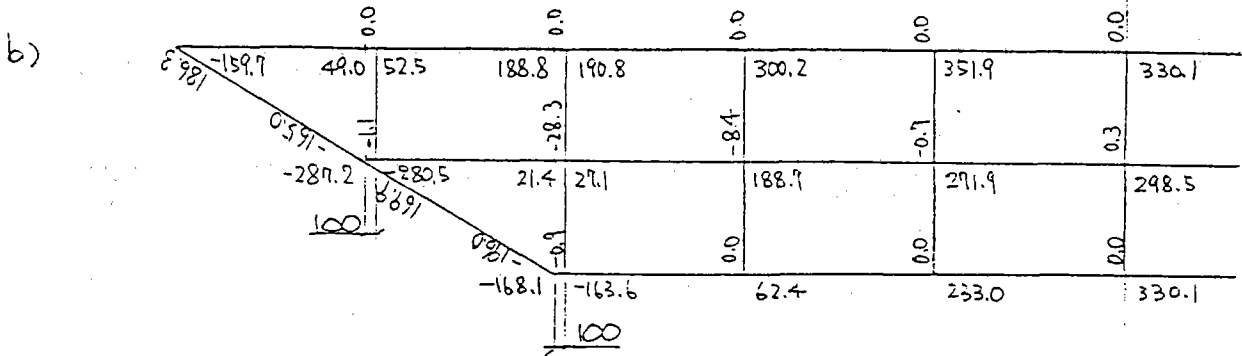
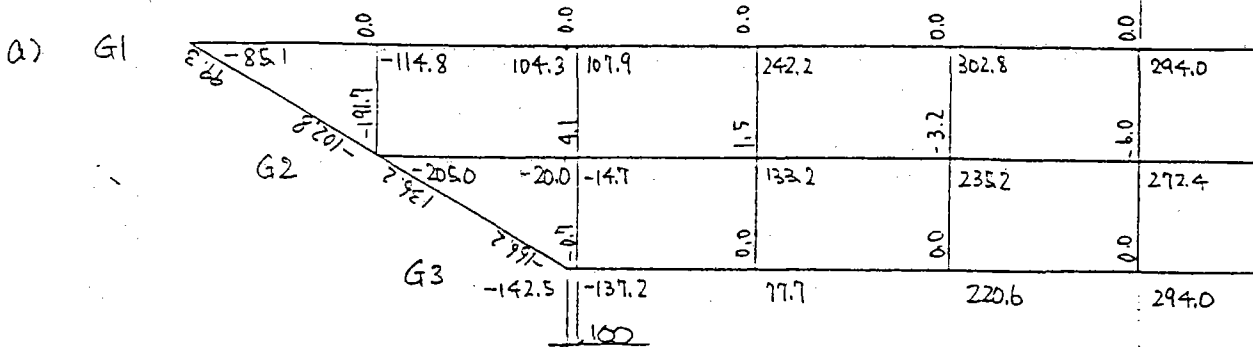
d)

	-22.7							
	50.7							
	135.0							

1. 傾斜計 (mm)

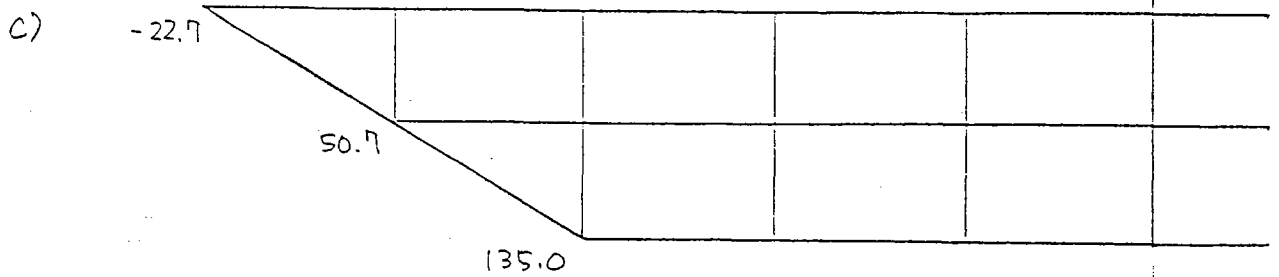
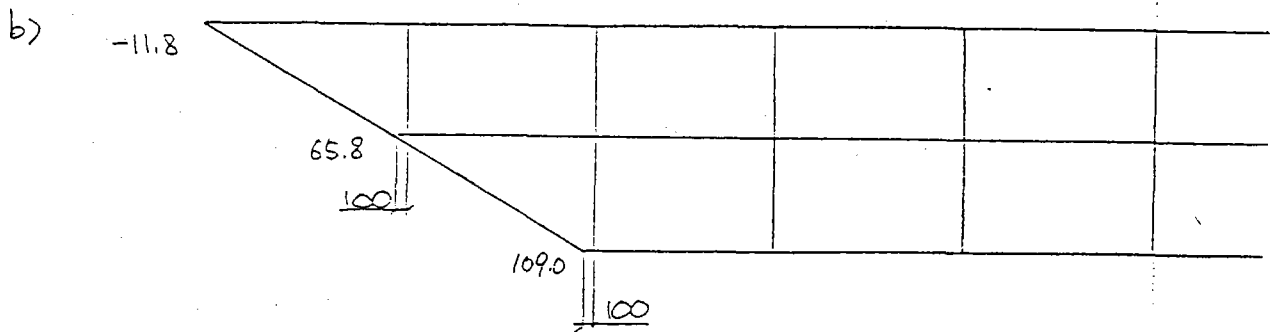
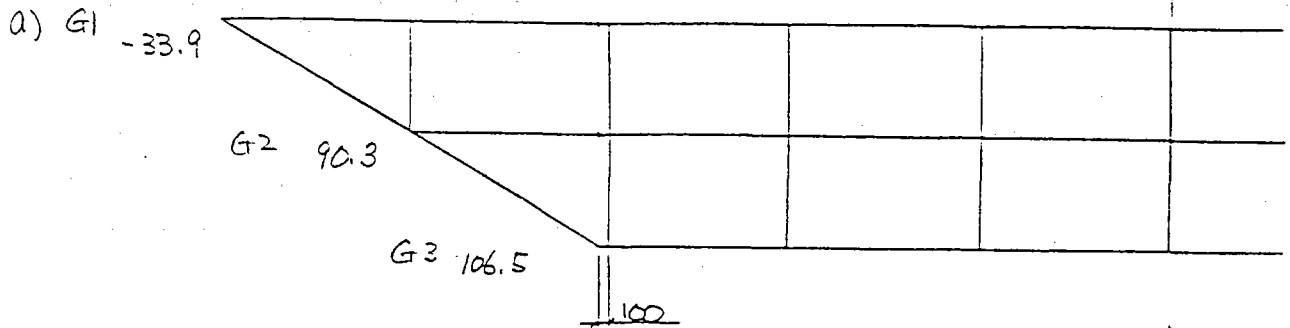


2. 自由端 -x = t (mm)



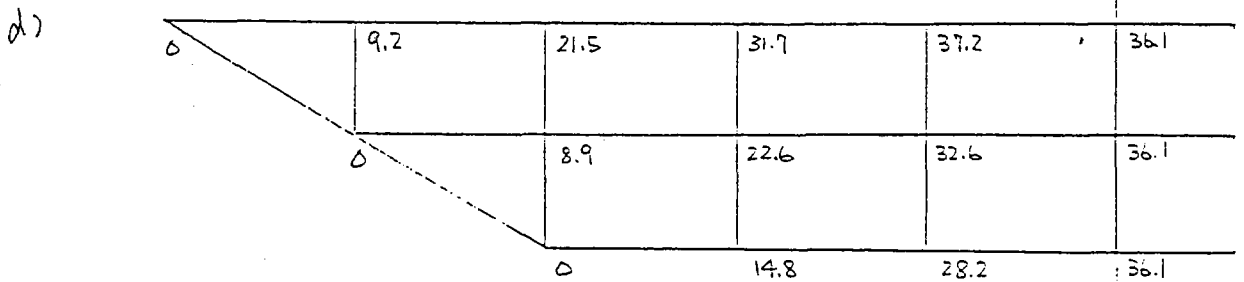
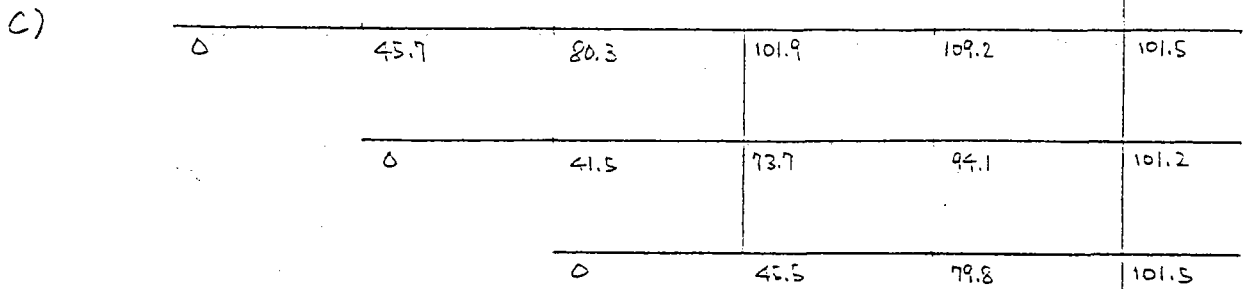
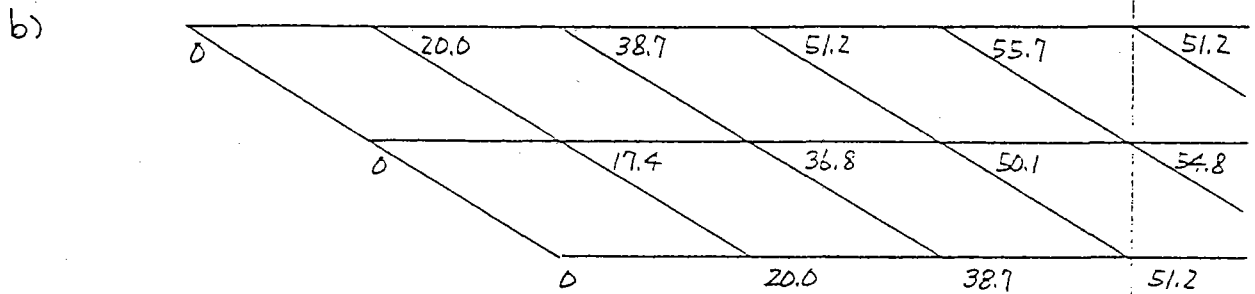
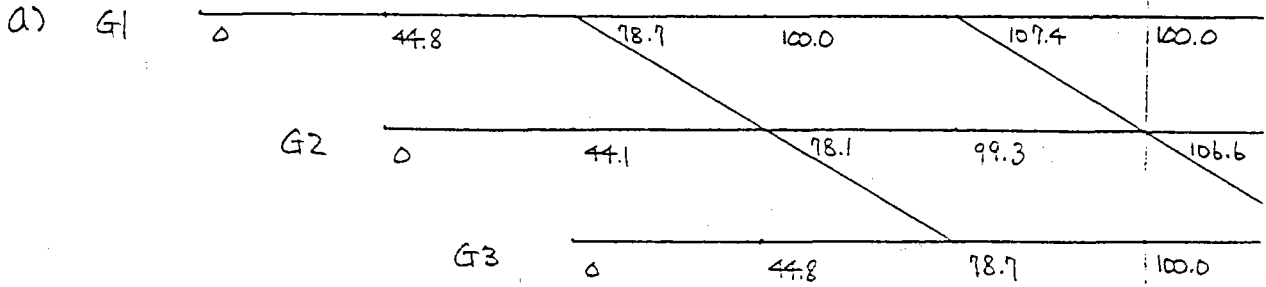
3. 反力 (t)

R



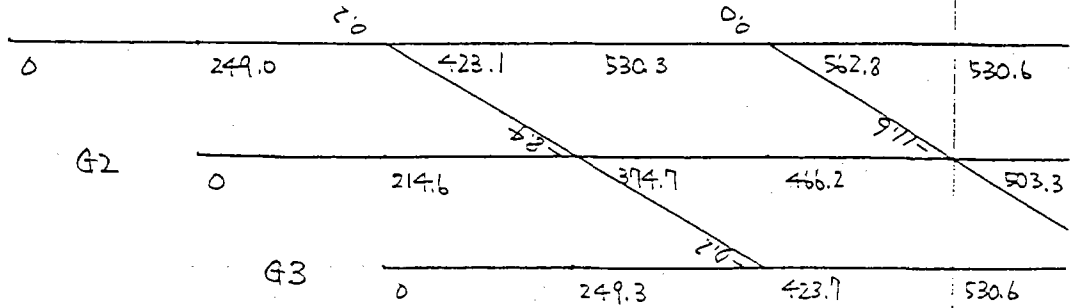
1. 区画 (mm)

Σ

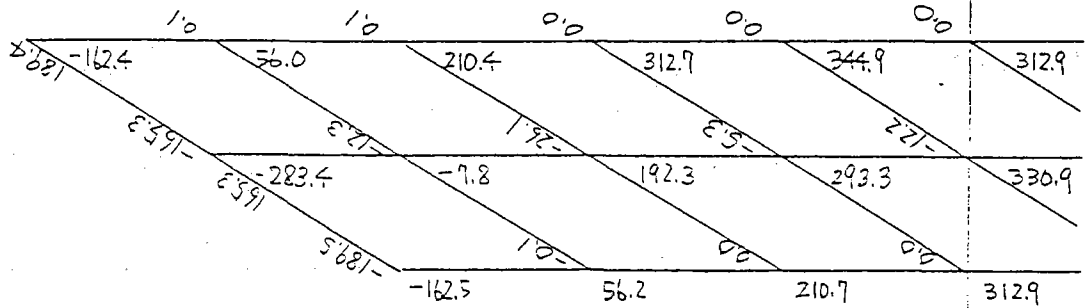


2. 直げき-x=t (cm)

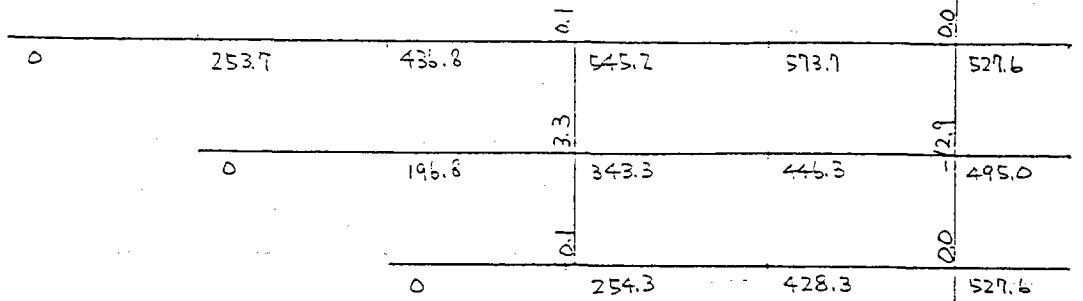
a) G1



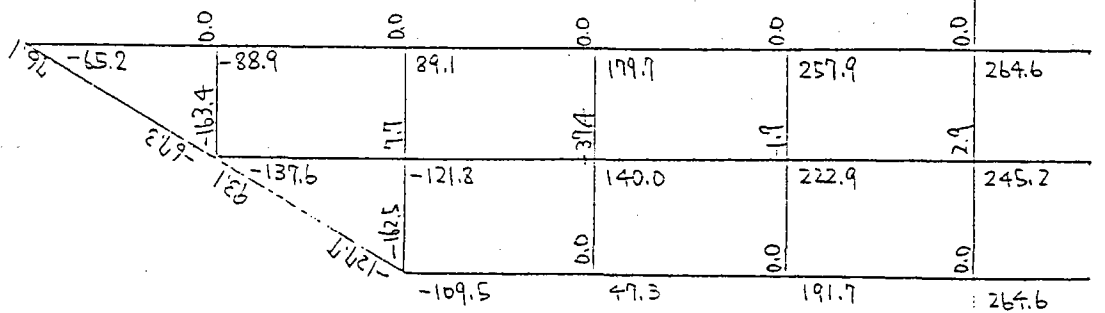
b)



c)

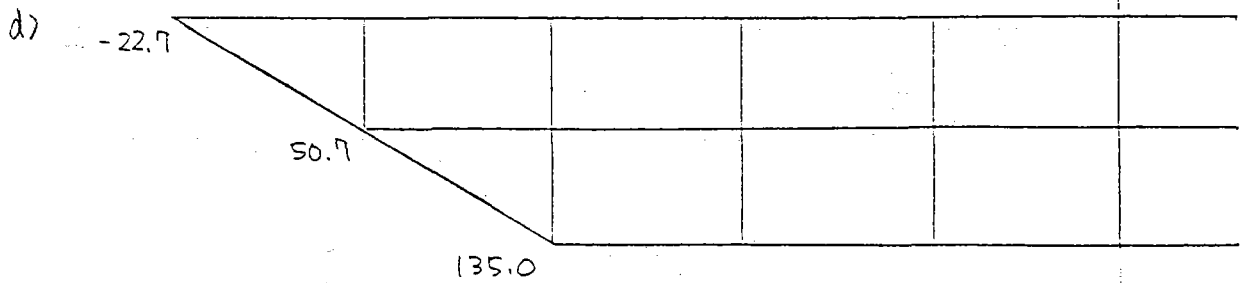
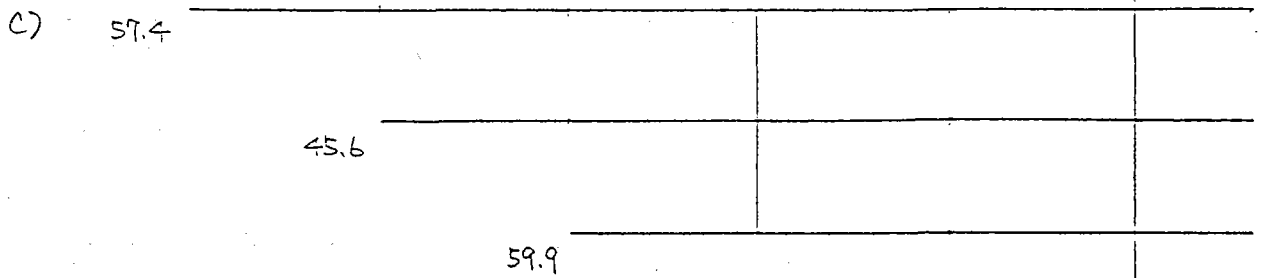
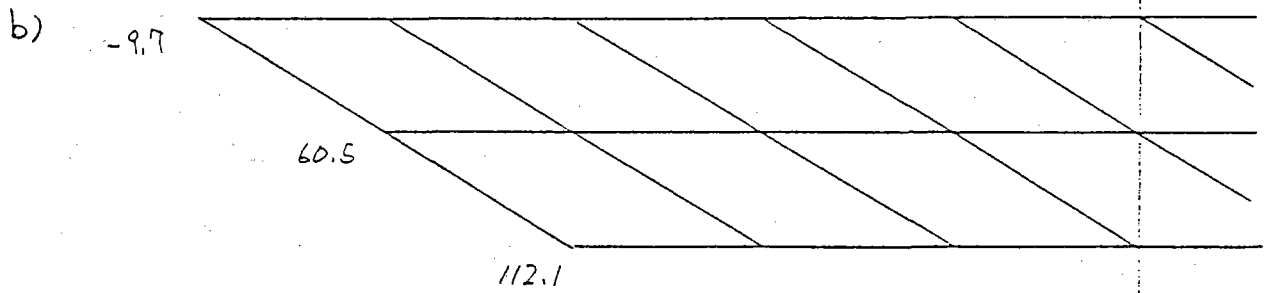
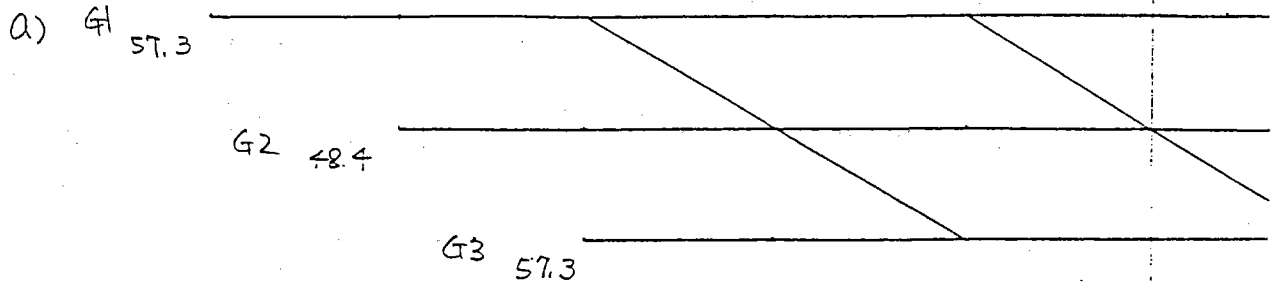


d)



3. 反力 (t)

ε



2) 討議・意見等

- (1) 斜橋を格子解析する場合、次の点に注意する必要がある。
- ① 対傾構の剛度を無視することはできない（無視すると断面力、反力が大きく異なる）。
 - ② 支点上横桁（対傾構）を格点からずらして設置する場合は、ずらした骨組で解析することが必要（格点からずらすと解析上、断面力、反力等が大きく異なる）。
- (2) 主桁間のたわみ差（桁倒れ）による2次応力は「北海道における鋼道路橋の設計及び施工指針」に示されている。

参 考

- 1) 「北海道における鋼道路橋の設計及び施工指針」 (5.3.1)

5.3.1. 対策を必要とする限界けた倒れ量

完成時のけたの計算倒れ量が10mmを越える場合は、けた倒れを防ぐ対策をとるものとする。

- 2) 杉山, 高島, 桜井 : 斜角格子桁の桁倒れ対策, p.p 39-46, 橋梁と基礎, 1987. 10
- 3) 寺田, 松本, 岩崎, 江口, 佐々木 : 斜角を有する合成桁橋の損傷調査及び補修, 補強方法の検討, p.p 39-45, 横河橋梁技報, 第16号, 1987

鋼橋技術研究会・示方書研究部会

第18回 国内設計基準研究分科会成果報告書

討 議 課 題

1. 偏平多室箱桁の設計法について
2. 斜張橋のケーブルプレストレスについて

第18回 国内設計基準研究分科会成果報告書

I. 討議課題

- 1) 偏平多室箱桁の設計法について
- 2) 斜張橋のケーブルプレストレスについて

II. 偏平多室箱桁の設計法について

討議課題提供の背景

近年、広幅員の橋梁が増えてきた、橋梁の形式として斜張橋の用いられる機会が増えてきた等の理由から偏平多室箱桁が主桁に用いられる例が多くなっている。偏平多室箱桁は、長大橋に対しては、曲げ剛度やねじり剛度が大きい、桁高を低くおさえることができる等の点で有利な形式であるが、我が国の道路橋示方書には多室箱桁の設計法に関する規定がなく、公社や公団等の基準でも具体的な規定は殆どない。多室箱桁の設計を行う場合、通常の1室の箱桁と異なり、次のような問題が生ずる。ここではこれらの問題について、どのように対処すべきか討議した。

- (1) 桁をどのようにモデル化するか（格子モデル e t c .）
- (2) 橋軸直角方向の曲げ応力の求め方
- (3) 断面各部の応力照査（どのような応力をどの位置で照査するか）
- (4) 多室の場合のダイヤフラムをどのように設計するか。
- (5) その他

(1) 主桁のモデル化について

多室箱桁の例として、次頁に示すような断面が過去に用いられている。これらの断面を有する主桁を設計する場合、どのような解析を行って断面力を算出するかが問題となる。解析の手法として考えられるものは、

- (a) 格子モデル（骨組モデル）
- (b) 有限帯板法
- (c) その他

があるが、ここでは上記の(a)について、どのようなモデル化がなされているのか単室箱桁の場合と対比して表-1に示した。

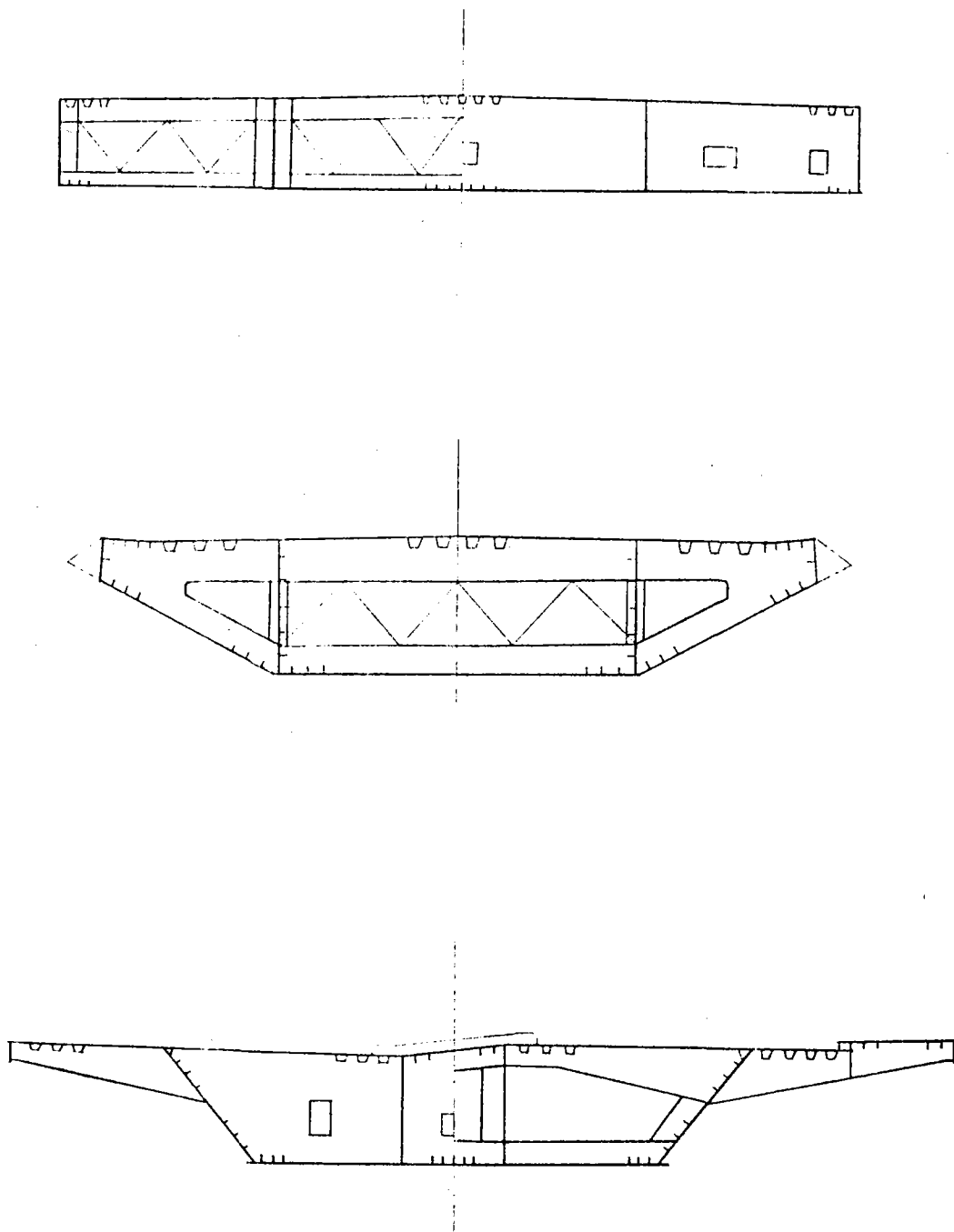
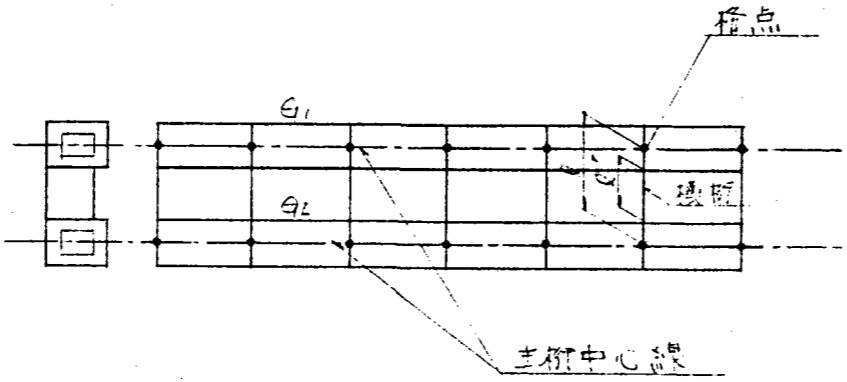
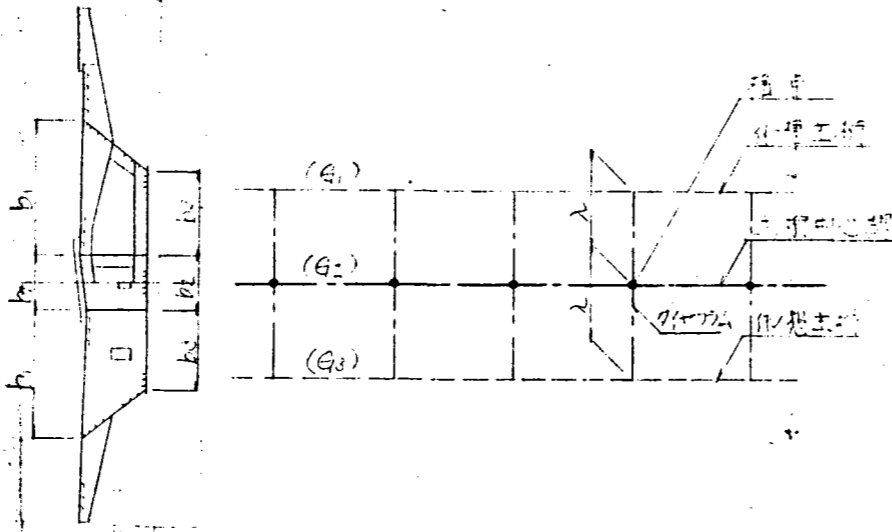
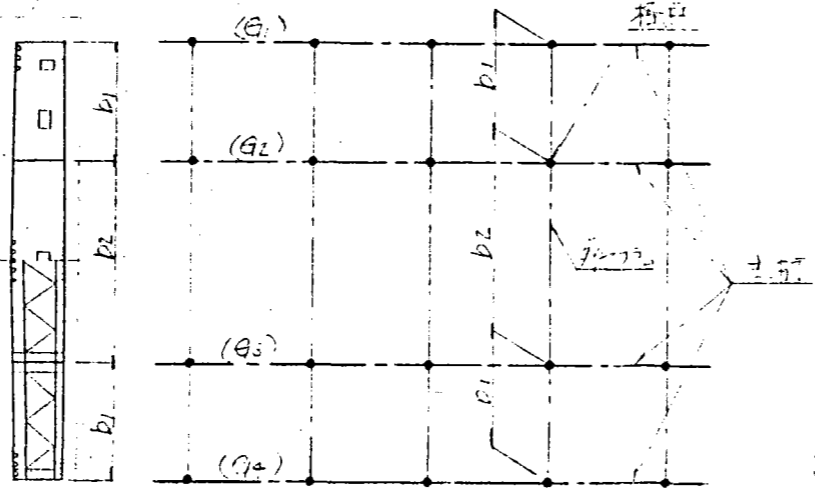


図-1 多室箱桁の例

表-1 主桁のモデル化について

	モデル化の方法	概念図	部材の断面定数の定め方	備考
<p>単室箱桁</p>	<p>主桁と横桁を部材とする格子モデルに置換</p>		<p>主桁 $G_1 : I - I_{G_1} \quad J - J_{G_1}$ $G_2 : I - I_{G_2} \quad J - J_{G_2}$</p> <p>横桁 $I = \begin{cases} (1/I') * I_2 & (\text{設計使覧}) \\ (1/I')^3 * I_2 & (\text{首都公団}) \end{cases}$ $J = 0$</p>	<p>一般に行われている方法であり、特に問題はない。</p>
<p>多室箱桁</p>	<p>主桁を1本の棒と横梁からなるモデルに置換</p>		<p>主桁 $G_2 : I_{z_2} - I_z$ $I_{y_2} - I_y$ $J_2 - J$</p> <p>(G_1, G_3にも I をもたせることも考えられる。)</p> <p>横梁 (ダイヤフラム) $I_z = \infty$ $I_y = \infty$ $J = 0$</p>	<p>主桁の断面力のうち、曲げモーメントとせん断力は</p> $\begin{cases} M_z = M_{z_2} \\ S_y = S_{y_2} \end{cases}$ <p>として算出される。G_1, G_3にも I_z をもたせる場合には、$M_z = \sum_{i=1}^n M_{z_i}$ 等として主桁の断面力を算出する。λの決め方、G_1, G_3に I_z をもたせる場合の、その値の決め方等に検討の余地がある。</p>
<p>多室箱桁</p>	<p>主桁を腹板の数と同じ本数の棒と横梁からなるモデルに置換</p>		<p>主桁 $G_1, G_4 : I$ については各腹板を中心として、上下フランジ有効幅を考慮して定める。</p>	<p>主桁の断面力のうち、曲げモーメントとせん断力は</p> $M_z = \sum_{i=1}^n M_{z_i}$ <p>等として算出される。ねじりモーメントをどのように求めるかが問題である。</p>

(2) 橋軸直角方向の曲げ応力の求め方について

幅員の広い偏平多室箱桁を使用する場合、床版には死荷重を低減するため鋼床版が用いられることが多い。この場合、路面の荷重（輪荷重）が直接主桁の上フランジ（デッキプレート）に作用するため、主桁は橋軸方向のみならず、橋軸直角方向にも曲げを受ける。通常の単室の箱桁では、箱幅がそれほど広くないため、橋軸直角方向の曲げが主桁の設計上支配的になることはないが、幅員の広い多室箱桁では、直角方向の曲げの値が大きくなることが予想され、これをどのように求めるかが問題となる。

このような橋軸直角方向の曲げ応力を求める方法として考えられる二三の手法を検討した。

考えられる方法としては、主桁断面を横リブで構成されたフレームとして解析する方法、鋼床版を、主桁腹板上縁で支持された格子構造として解析する方法等があげられるが、まだ確立された方法は無い。

(3) 断面各部の応力照査

多室箱桁の場合、通常の単室の箱桁に比べて発生する応力の分布が複雑であるため、照査すべき項目や照査すべき点の数が増えてくる。主桁の設計を行う場合、どのような応力（あるいはその組合せ）をどのような位置で照査するかが問題となる。多室箱桁に対して、考えられる照査項目を単室箱桁の場合と対比して表-3に示した。なお、この場合の基となる応力は以下のようなものが考えられる。

(a) 主桁を梁とした場合の応力

(面内力 M_z , S_y , (N) , $(M\omega)$, 面外力 M_y , S_z , ねじり T による応力)

(b) 床組としての応力（横リブ、ブラケット等の応力）

(橋軸直角方向の応力)

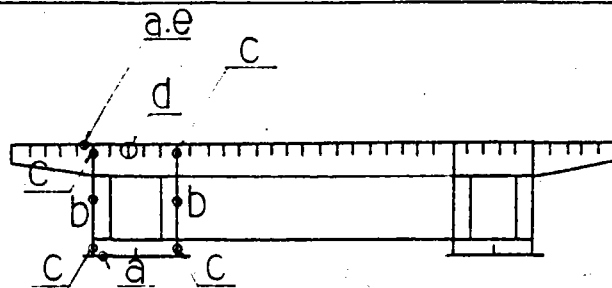
(c) 床版としての応力

多室箱桁の場合、単室箱桁と異なり、照査すべき位置が予め定められないケースがあり（例えば、合成応力度等）、ケース・バイ・ケースで判断する必要がある。

表-3 主桁断面の応力照査

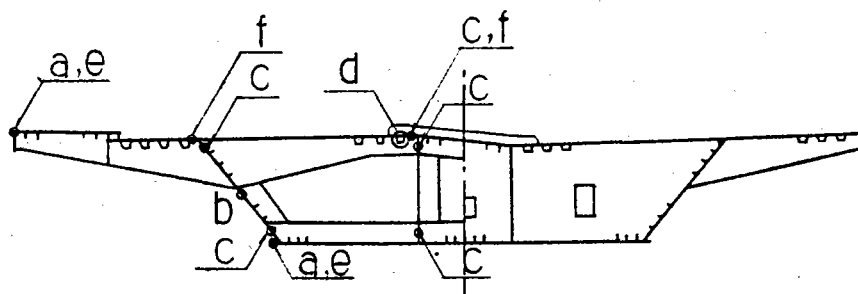
照 査 項 目

単
室
箱
桁



- a 垂直応力 $\sigma_b \leq \sigma_a$
- b せん断応力 $\tau (= \tau_b + \tau_s) \leq \tau_a$
- c 合成応力 $\bar{\sigma} = (\sigma/\sigma_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 \leq 1.2$
- d 主桁作用と底板作用の重ね合せ
- e 2軸応力 (フラット等曲げ応力)

多
室
箱
桁



- a 垂直応力(面内曲) $\sigma_b (\sigma_b + \sigma_c^*) \leq \sigma_a$
- b せん断応力 $\tau = (\tau_b + \tau_s) \leq \tau_a$
- c 合成応力 $\bar{\sigma} = (\sigma/\sigma_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 \leq 1.2$
- d 主桁作用と底板作用の重ね合せ
- e 垂直応力(面外曲) $\sigma_{b'} (\sigma_{b'} + \sigma_c^*) \leq \sigma_a$
- f 2軸応力 (及曲a曲げ応力)

* 軸力が生ずる場合、 τ_c が加わる

(3) について

なお、分配対傾構、支点上対傾構は一次部材として取り扱うので、この部分のガセットプレートの最小板厚は9mmとする。

3-5 箱断面プレートガーダー

3-5-1 基本構造

箱断面プレートガーダー橋の主桁本数は、床版応力および経済性を考慮して決定しなければならない。

箱断面プレートガーダー橋を計画する場合、1箱桁橋とするか並列箱桁橋とするかは、経済性に大きな影響を及ぼし、常に問題となるところであるが、一般にはできる限り1箱桁橋とした方が自重も軽減でき、かつ下部工の寸法も小さくなるため経済的に有利となる。しかし道路幅員がある程度以上となると、1箱桁橋とした場合、ウェブ間隔が大きくなり、床版支間の関係から箱断面内に縦桁を配置する必要があること、ブラケットの張り出量が大きくなること、また輸送のために箱断面を分割する必要があることなどを考えれば通常は道路幅員（地覆内面間の距離）が8m程度を目安として、それ以下であれば1箱桁橋とするのがよいと考えられる。

3-5-2 計算理論

- (1) 単一箱桁橋の設計は、局所的な設計を除き、棒理論によってよい。ただし多室箱桁橋の場合には、せん断流理論によるのを原則とする。
- (2) 並列箱桁橋の設計は、任意形格子理論によるのを原則とする。

(1) について

多室箱桁の場合は、せん断応力の流れが複雑となるので、厳密な薄肉構造理論（せん断流理論）に基づいて計算する必要がある。

(2) について

極端な曲線橋を除けば、並列箱桁橋の設計は、主桁の荷重分配を考慮した格子構造として解析してよい。ただしこの場合は剛度の大きな分配横桁を配置する必要があるので注意しなければならない。

3-5-3 箱桁断面

(1) 断面形状

箱桁の断面形状は、以下の事項を検討の上決定しなければならない。

- (a) 縦横断勾配、建築限界
- (b) 経済性
- (c) 輸送
- (d) 工場製作時の作業性

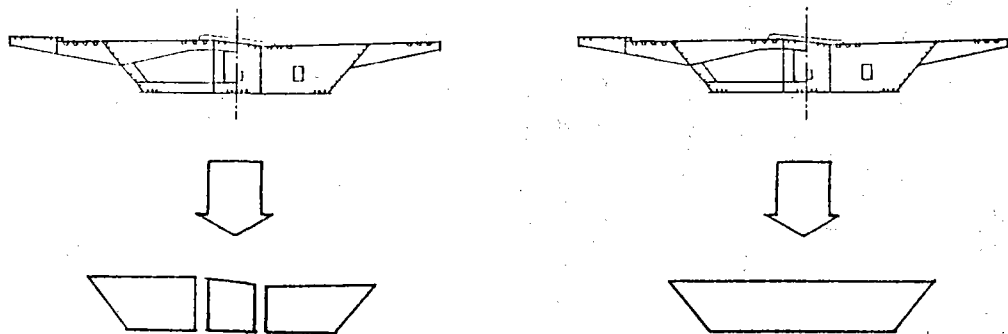
(2) 断面変化

(4) 多室の場合のダイヤフラムの設計法

通常の単室の箱桁に対する中間ダイヤフラムの設計法については鋼道路橋設計便覧にその設計方法が記載されている。しかし、多室の場合の主桁ダイヤフラムの設計法については、道示は無論のこと、便覧等にも規定はない。厳密な解析を行って必要剛度等を定める場合以外は、次のような方法が考えられる。

- (a) 多室箱桁を1室つづに分割し、各室に対し、設計便覧に従いダイヤフラムの必要剛度を算出する。
- (b) 断面内側の腹板を無視し、最端部の腹板と上下フランジで囲まれた偏平1室箱桁として設計便覧に従い設計する。

上記の設計法のうち、(a)は直観的なものであるが、ダイヤフラムの必要剛度等に対する根拠が乏しい。一方、(b)については、せん断流理論によれば内側の腹板ではねじりによるせん断応力やそりねじりによる垂直応力が小さいことから、単室箱桁として設計しても良いように考えられるが、この場合も充腹板形式以外では適用できない等の問題がある。



(a) 1室づつに分割して適用する。 (b) 全体を1室とみなして適用する。

クイックフレームの設計

② ダイアフラムの剛性Kは次式を満足するのがよい。

$$K \geq 20 \frac{EI_{DW}}{L_D^3} \quad \dots\dots(3.8)$$

K : ダイアフラムの剛性 (tq-cm)

L_D : ダイアフラムの間隔 (式(3.7)で与えられる値)

I_{DW} : 箱げたの断面変形に対するずり定数 (cm⁴)

E : 鋼のヤング係数

式(3.8)に示す I_{DW} は以下の式で算定する。

$$I_{DW} = \frac{1}{3} \left\{ \alpha_1^2 F_u \left(1 + \frac{2b_1}{B_u} \right)^2 + \alpha_2^2 F_l \left(1 + \frac{2b_2}{B_l} \right)^2 + 2(\alpha_1^2 - \alpha_1\alpha_2 + \alpha_2^2) F_A \right\} \quad \dots\dots(3.9)$$

ここに、

F_u : 上フランジの総断面積 (リブを含む)

F_l : 下フランジの総断面積 (リブを含む)

F_A : 腹板1枚の断面積

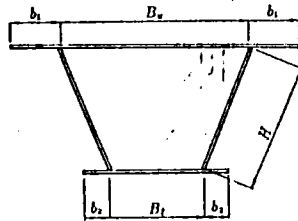


図-3.47 箱断面の記号

B_u : 上フランジの腹板中心間隔

B_l : 下フランジの腹板中心間隔

b₁ : 上フランジの突出幅

b₂ : 下フランジの突出幅

また、α₁、α₂は図-3.48に示される断面変形に伴うそり関数の値で、次式によって算出される。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{e}{e+f} \cdot \frac{B_u + B_l}{4} H \\ \alpha_2 &= \frac{f}{e+f} \cdot \frac{B_u + B_l}{4} H \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(3.10)$$

ただし、

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{I_l}{B_l} + \frac{B_u + 2B_l}{12} F_A \\ f &= \frac{I_u}{B_u} + \frac{2B_u + B_l}{12} F_A \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(3.11)$$

I_u : リブを含む上フランジの垂直軸まわりの断面二次モーメント

I_l : リブを含む下フランジの垂直軸まわりの断面二次モーメント

H : 腹板の高さ

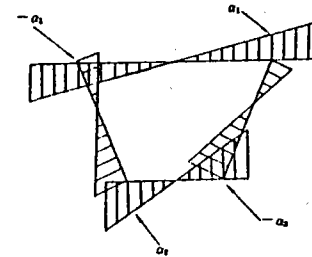


図-3.48 箱断面の断面変形に伴う関数

③ ダイアフラムの剛性は次式で算出し、式(3.8)を満たさなければならない。

(i) 充腹板方式

$$K = 4GA t_D \quad \dots\dots(3.12)$$

G : 鋼のせん断弾性係数

A : 閉断面部の板厚中心線で囲まれる部分の面積

t_D : ダイアフラムの板厚

(鋼道踏橋設計便覧より抜粋)

(5) 議議, 意見等

- 1) 主桁のモデル化では、主桁を1本の棒とし、これと交差する横梁をもつ1本棒モデルが多く使われているようである。横梁を剛と仮定しているが、橋梁の幅員が広くなった場合、剛と仮定するのは多少問題があろう。
- 2) 橋軸直角方向の曲げについては、安治川橋梁のような非常な大幅員の場合に考慮した例がある。この場合、橋軸直角方向の力に対する鋼床版の座屈照査を行っている。
- 3) 多室の場合の中間ダイヤフラムの設計では、主桁内側のウェブを無視し、箱断面全体を1室として設計した例がある。
- 4) 主桁が逆台形断面等の場合、傾斜を持った腹板の設計において、何か特別に考慮した事項はあるか？コーナープレートをつける等の構造上の配慮はするが、設計上特別な配慮はしていない。
- 5) 面内曲げに対して内側腹板と外側腹板とは応力を同一にするかどうかについては、安治川橋梁の事例では両者の応力を変えて設計している。また、設計にあたっては、橋全体の指針を作成し、それののりとして設計を行っている。
- 6) 幅員が広い場合、主桁幅員方向にもキャンバーをつけた事例がある。
- 7) 広幅員の箱桁の場合で、腹板間隔が広く、圧縮パネルで幅員が広くなった場合、道示の圧縮補剛板の規定をそのまま適用するのは問題があり、この部分の設計については別途設計法を定めた事例がある。

Ⅲ. 斜張橋のケーブルプレストレスについて

(1) 討議課題提供の背景

斜張橋の設計では、ケーブルにプレストレスを導入して主桁の断面力分布の改善を図るが、これをどのような値とするかが設計上の1つのポイントである。プレストレスの決定には自由度が多く、設計の都度、頭を悩ますことが多い。ここではプレストレスを決定する際の条件やその方法、既往の斜張橋のプレストレス量決定の事例等について討議した。なお、参考のため、表-4に既往の斜張橋のプレストレス量決定条件を示した。

表-4 斜張橋のプレストレス量決定条件

部 材	着 目 す る 項 目	構 造 系 (荷重状態)	名港西 大 橋	大和川 橋 梁	かつしか ハープ橋	安治川 橋 梁	淀 川 橋 梁
主 桁	主桁曲げモーメントの均一化	完成系 (D+P+L)	○	○	○	○	○
	主桁閉合部材の曲げモーメント=0 (張出し架設時)	鋼桁架設時 (D1)		○	○		
塔	塔 (又は塔基部) の曲げモーメント=0	完成系 (D+P)	○	○	○	○	○
ケーブル	ケーブル張力 (又は断面) が許容値内	完成系 (D+P+L)		○	○		
その他	塔部サドルの扛上量の制限	鋼桁架設時 (D1)		○			

(2) 議論, 意見等

- 1) プレストレスについては、主径間と中央径間のスパン割り（3径間連続桁であれば通常は1:2.5:1程度が妥当といわれている）、ケーブル配置、ケーブル断面等順序をおって定めていけば、そこそこの値に落ちつくのではないか。
- 2) 試行錯誤によらず、自動的にプレストレス量を決定しようとするプログラムも開発されている。（主桁最大曲げモーメント等の条件を入力）
- 3) 同上に対して、最適設計の手法を用い、鋼重を目的関数とする自動プレストレス決定のプログラムの使用を試みたが、必ずしも実用に供するような答が得られなかったとの報告があった。
- 4) 主桁の支間割りが変則なものであったため、プレストレスをどのように調整しても、塔の曲げを零にすることが出来ない事例があった。この場合、プレストレスによる調整以外に他の手段（例えば、カウンターウェイトの使用等）を併用する必要がある。
- 5) 特殊な例として、主桁が曲線であるため、プレストレスの導入により主桁の面外曲げが増大するという問題が生じ、プレストレスの決定にあたっては、大きな応力が生じるのを避ける様配慮したとの事例があった。

鋼橋技術研究会・示方書研究部会

第19回 国内設計基準研究分科会成果報告書

討議課題

1. 曲線桁の腹板厚について
2. 高架道路橋の交通振動対策について

1. 曲線桁の腹板厚について

近年の都市高速道路では、様々な要因から曲線桁が用いられる機会が多い。しかしながら、我が国の道路橋示方書では、曲線桁橋の腹板に関する規定は特に設けられていないため、曲線桁の設計では、直線桁橋の設計基準を準用しているのが現状である。曲線桁の腹板では、桁の曲率の影響により、腹板に面外たわみが生じやすく、直線桁と同様な設計法は現実的ではない。そこで、名古屋高速道路公社の鋼構造物設計基準における曲線桁の腹板厚に関する基準および付録資料をもとにして、当社の設計例や関係文献等について討議した。

11.5.5 主桁の腹板厚

曲率半径の小さい桁の腹板厚は、曲率の影響を考慮して決定するものとする。

道示II8.4は、直線桁を対象としており、曲率半径の小さい桁の腹板には適用しがたいため別途検討しなければならない。(付録-2参照)

付録-2 曲線桁の腹板厚

道示II8.4は直線桁を対象としており、曲率半径の小さい桁の腹板には適用しがたいため別途検討する必要がある。

曲線桁の腹板厚に関して米国道路橋示方書 (AASHTO) 追加では次のように規定している。

1) 水平補剛材がないとき

$$t \geq \frac{b \cdot \sqrt{\sigma_b}}{23000} \quad \left(\frac{a}{R} \leq 0.02 \right) \dots\dots\dots (\text{付2-1})$$

$$t \geq \frac{b \cdot \sqrt{\sigma_b}}{23000} \cdot \frac{1}{1.19 - 10 \left(\frac{a}{R} \right) + 34 \left(\frac{a}{R} \right)^2} \quad \left(\frac{a}{R} > 0.02 \right) \dots\dots\dots (\text{付2-2})$$

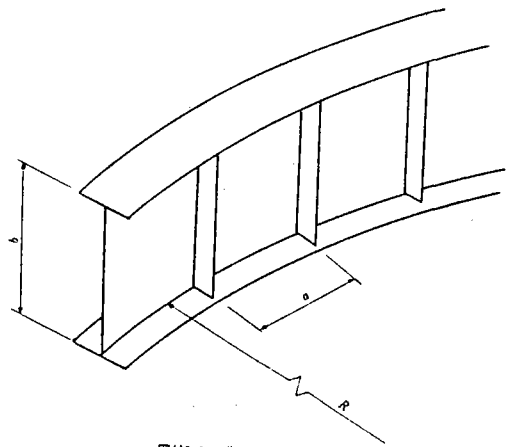
$$\text{ただし } t \geq \frac{b}{170}$$

2) 水平補剛材を1段用いるとき

$$t \geq \frac{b \cdot \sqrt{\sigma_b}}{46000} \cdot \frac{1}{1 - 2.9 \sqrt{\frac{a}{R}} + 2.2 \left(\frac{a}{R} \right)} \dots\dots\dots (\text{付2-3})$$

$$\text{ただし } t \geq \frac{b}{340}$$

ここに t : 腹板厚 (インチ)
 b : 腹板高 (インチ)
 a : 垂直補剛材間隔 (インチ)
 R : 曲率半径 (インチ)
 σ_b : 作用応力度 (ポンド/平方インチ)



図付2-1 曲線桁の腹板

式(付2-1)~(付2-3)は、 a/R の値が大きくなるにしたがって腹板厚を厚くしなければならぬことを示している。

AASHTOと道示では荷重体系、耐荷力曲線の背景等が異なるため、式(付2-1)~(付2-3)をそのまま適用することはできないが直線桁($a/R=0$)のときの腹板厚に対する比率によって道示H8.4の必要腹板厚を修正することができる。

すなわち、

3) 水平補剛材がないとき

$$t \geq t_0 \quad \left(\frac{a}{R} \leq 0.02\right) \dots\dots\dots (付2-4)$$

$$t \geq t_0 \cdot \frac{1}{1.19 - 10\left(\frac{a}{R}\right) + 34\left(\frac{a}{R}\right)^2} \quad \left(\frac{a}{R} > 0.02\right) \dots\dots\dots (付2-5)$$

4) 水平補剛材を1段用いるとき

$$t \geq t_0 \cdot \frac{1}{1 - 2.9\sqrt{\frac{a}{R}} + 2.2\left(\frac{a}{R}\right)} \dots\dots\dots (付2-6)$$

ここに、 t_0 : 直線桁のときの最小腹板厚で表付2-1に示す値 (cm)

a : 垂直補剛材間隔 (cm)

R : 曲率半径 (cm)

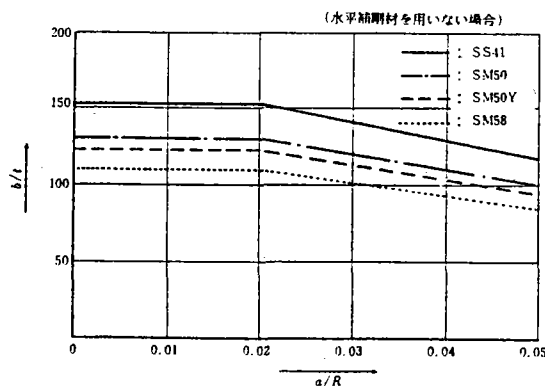
表 付2-1 直線桁のときの最小腹板厚

	SS41 SM41 SMA41	SM50	SM50Y SM53 SMA50	SM58 SMA58
水平補剛材のないとき	$\frac{b}{152}$	$\frac{b}{130}$	$\frac{b}{123}$	$\frac{b}{110}$
水平補剛材を1段用いるとき	$\frac{b}{256}$	$\frac{b}{220}$	$\frac{b}{209}$	$\frac{b}{188}$

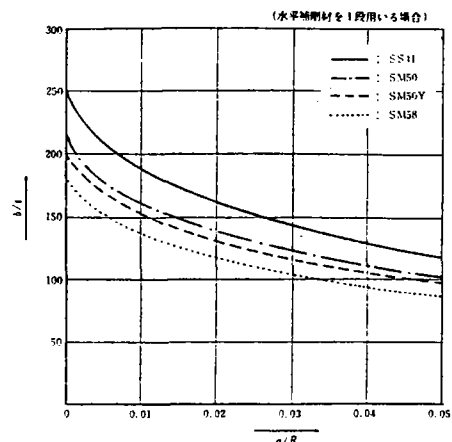
b : 板高さ (cm)

式(付2-4)~(付2-6)より b/t と a/R の関係を求めると図付2-2、付2-3のようになる。

曲線桁の腹板厚に関しては今のところ明確な規定がなく、式(付2-4)~(付2-6)は一つの目安にすぎない。したがって、ほかに工学的根拠が明確な手法があれば、それによるのがよい。



図付2-2 b/t と a/R の関係(その1)



図付2-3 b/t と a/R の関係(その2)

曲げを受ける曲線桁橋腹板の解析と設計に関する一研究*

A STUDY ON ANALYSIS AND DESIGN OF WEB PLATE IN CURVED GIRDER BRIDGES SUBJECTED TO BENDING

中井 博**・北田 俊行***・大南 亮一****・川井 正*****
 By Hiroshi NAKAI, Toshiyuki KITADA, Ryoichi OHMINAMI and Tadashi KAWAI

を再現するような構造寸法および境界条件を有する解析モデルについてパラメトリック計算を行い、曲線桁腹板に生ずる応力・たわみなどの変動特性を調べる。次に、これらの計算結果をもとに、曲線桁腹板の応力やたわみについてある制限、すなわち限界値を設定し、それらに対応する腹板の必要幅厚比を提案する。さらに、フランジが降伏に至っても水平補剛材が十分な強度を有するための条件について調べる。そのため、水平補剛材とそれに協力する腹板とで構成されたT字形断面のはり-柱モデルを、Perry-Robertsonの考えに基づいて強度解析する。そして、この強度に見合うための剛度を軸方向圧縮力と曲げを受けるはり-柱の相関曲線から調べ、最後に水平補剛材の必要剛度に関する設計式を提案する。

2. 解析手法および腹板解析モデルに対する妥当性の検討

(1) 解析手法

曲線桁腹板の種々なパラメーターによる静的変動特性を定量的に調べるため、有限変位理論に基づいた有限要素法を用いて解析を行った。

この解析では、曲線桁腹板が複雑な初期形状をもつことを考慮し、任意形状のシェル構造解析に適したFig.1に示す8節点のアイソパラメトリック・シェル要素¹⁾を用いた。また、非線形性に対処するための有限変位解析は、Updated Lagrangian法²⁾による増分理論に基づいて定式化した。開発したプログラムの精度は、正解の与えられている計算例³⁾によって確かめたが、いずれの場合にも十分な精度が得られた。Fig.2には、本文で用いたプログラムのフローチャートを示す。

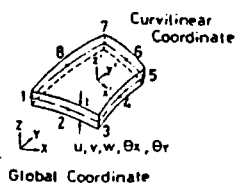
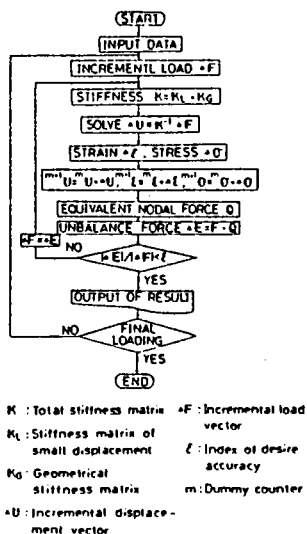


Fig. 1 Isoparametric Element.



K : Total stiffness matrix *F : Incremental load vector
 K₁ : Stiffness matrix of small displacement ε : Index of desire accuracy
 K_g : Geometrical stiffness matrix m : Dummy counter
 *U : Incremental displacement vector

Fig. 2 Flow chart for Program.

(2) 腹板解析モデルに対する妥当性の検討

a) フランジ辺の境界条件の影響

フランジと垂直補剛材とで区切られた腹板パネルを、Fig.3に示すような3種類の境界条件を有する解析モデルとして理想化した。すなわち、

① 腹板パネルのみのモデル

- Case 1; フランジ辺の境界条件が単純支持 (S.S.)
- Case 2; フランジ辺の境界条件が固定支持 (F.S.)

② フランジを有するI桁モデル

- Case 3; 上下同一のフランジによる弾性支持 (E.S.)

各モデルの垂直補剛材位置における境界条件は、すべて単純支持とした。また、載荷辺 AB, CD は平面を保つものと仮定し、断面回転角 θ と円周方向の剛体変位 \bar{u} との自由度を有する剛樑を載荷辺に取り付け、断面回転角 θ を強制変位として与えて純曲げ状態を再現した。この場合、実際の挙動と合致させるため、載荷辺の円周方向の剛体変位は自由 (軸力=0) とした。さらに、解析モデルの対称性からその半分を取り出した。フランジを有するモデルでは、腹板と同様な剛樑を載荷辺に取り付け、面内回転角によりそり応力が与えられるようにした。そして、解析精度の検討を行ったのち、最終的に腹板パネルは 3×6、上下フランジはそれぞれ 3×2 の要素に分割した。

Fig.4は、荷重の増加に伴う腹板の最大面外たわみ δ_{max} の変化を示したものである。同図において、作用曲げモーメント M は、初等はり理論に基づく腹板の初期降伏曲げモーメント M_y により無次元化されている。

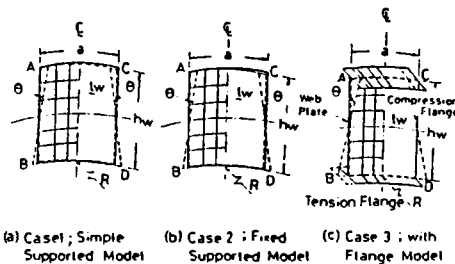


Fig. 3 Analytical Model of Web Plate.

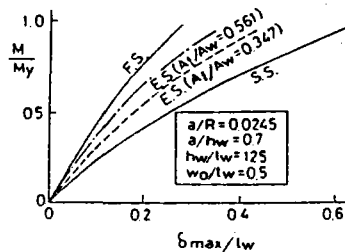


Fig. 4 Relationship between M/M_y and δ_{max}/l_w .

いずれの場合にも、 a/R が大きくなるほど、また h_w/l_w が大きくなるほど σ_{bm}/σ_y は大きくなる。

4. 腹板の必要幅厚比に関する一提案

(1) 腹板の面外曲げ応力とたわみとの限界値

曲線桁腹板では低荷重段階から面外たわみが進み、顕著な座屈現象がみられないため、直線桁と同じ方法で必要幅厚比を決定することができない。ここでは、腹板のたわみ、あるいは、応力に着目した限界値を設定し、それをもとに必要幅厚比を検討する。

その規準としては、 a/R を0とした JSIIB の直線桁腹板厚規定に従うこととした。そして、その規準による限界幅厚比で設計された直線桁腹板（もちろん初期たわみを有する一種のシェル）に発生する最大面外たわみ δ_{max} と最大面外曲げ応力 σ_{bm}^0 とを求め、曲線桁腹板の面外たわみ δ_{max} と面外曲げ応力 σ_{bm}^0 とが、上記以内の値に納まるような限界値を定めることとした。すなわち、

$$\delta_{max}^0 \leq \delta_{max}, \sigma_{bm}^0 \leq \sigma_{bm}^0 \dots \dots \dots (2 \cdot a, b)$$

特に、応力 σ_{bm}^0 としては、最近、直線桁腹板の面外曲げに伴う疲労強度としてとらえる研究も活発であるが^{22), 23)}、直線桁のこれまでの健全性の実績を踏まえ^{24), 25)}、とりあえず上述のように設定することとした。疲労強度の具体的な値が提示されれば、それに従って検討することもできると考える。

(2) 幅厚比と曲率パラメーターとの関係

Fig. 14 の点線は、JSIIB の限界幅厚比を有する直線桁腹板に生じる最大面外曲げ応力度 ($\sigma_{bm}^0/\sigma_y = 0.64$) から求められる曲線桁腹板の面外曲げ応力の限界値を示したもので、同図の点線と実線との交点が式 (2 \cdot b) の等号の条件を満足する。これらの交点に対応した h_w/l_w の値が、曲線桁腹板の必要幅厚比とすることができる。

同様に、Fig. 12 におけるたわみに関する限界値(点線)から必要幅厚比を規定することができる。

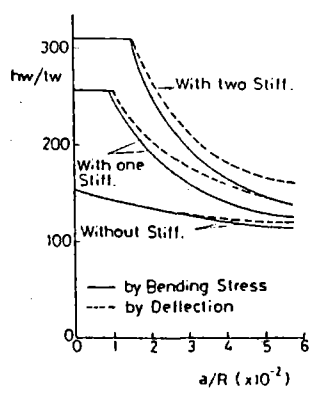


Fig. 15 $h_w/l_w - a/R$ Curves for Curved Web Panel (SS 41).

以上のようにしてパラメトリック解析結果を整理すると、Fig. 15 に例示するような h_w/l_w と a/R との関係が得られる。

(3) 最大面外曲げ応力とたわみとの関係

σ_{bm}^0 が生じる時の最大面外たわみ δ_{max} を求め、 h_w/δ_{max} と a/R との関係をプロットすると、Fig. 16 が得られる。同図から a/R が変化しても、 h_w/δ_{max} の値はほとんど一定であることがわかる。したがって、 a/R の値にかかわらず一定の面外たわみの限界値（たとえば、フランジの公称降伏点 $\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (235.2 MPa) の場合、 $h_w/\delta_{max} \approx 400$) を設定すれば、面外曲げ応力の限界値を設定した場合とほぼ同じ結果が得られることになる。

また、同図において、各曲線に対する h_w/δ_{max} の値が $a/R=0$ (直線桁) の値よりわずかに大きくなっている。この場合には、曲げ応力を限界値とした方が厳しい条件となる。Fig. 15 においても、たわみの限界値に基づいた必要最大幅厚比の曲線の方が、曲げ応力に基づいた値より大きいことを示している。

(4) 必要幅厚比に関する設計式の提案

最大面外たわみ、あるいは、曲げ応力に限界値を設けることにより、曲線桁腹板の必要最大幅厚比の値を求めることができる。その際、最大曲げ応力を限界値とした場合の方が安全側の設計となるので、最終的な h_w/l_w と a/R との関係をプロットすると、Fig. 17 に示すようになる。なお、Fig. 17 (a) 中には、参考のため

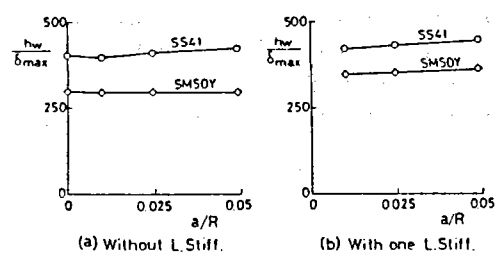


Fig. 16 Relationship between Maximum Deflection and Maximum Bending Stress.

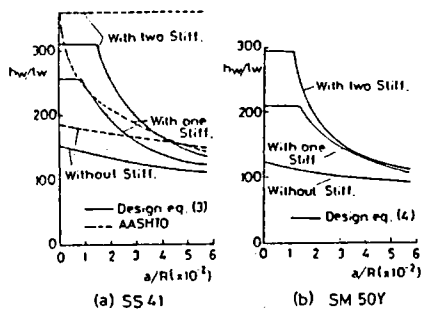


Fig. 17 Proposed Slenderness Ratio for Curved Web Panel.

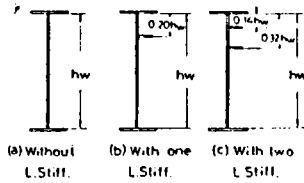


Fig. 18 Location of Longitudinal Stiffener.

AASHTO¹⁵⁾ の設計曲線も併記してある。

これらの図で表わされる設計曲線を最小二乗法により回帰すれば、次式を得る。

a) SS 41 材相当 ($\sigma_v = 2400 \text{ kg/cm}^2$ (235.2 MPa))

水平補剛材のない場合:

$$h_w/t_w = 22.95/(a/R + 0.151)$$

水平補剛材を 1 段用いる場合:

$$h_w/t_w = 256, \quad (a/R \leq 0.009)$$

$$= 256[1.232 - 29.82(a/R) + 303.7(a/R)^2], \quad (a/R > 0.009)$$

水平補剛材を 2 段用いる場合:

$$h_w/t_w = 310, \quad (a/R \leq 0.015)$$

$$= 310[1.643 - 51.19(a/R) + 556.8(a/R)^2], \quad (a/R > 0.015)$$

.....(3·a~c)

b) SM 50 Y 材相当 ($\sigma_v = 3600 \text{ kg/cm}^2$ (352.8 MPa))

水平補剛材のない場合:

$$h_w/t_w = 26.67/(a/R + 0.218)$$

水平補剛材を 1 段用いる場合:

$$h_w/t_w = 209, \quad (a/R \leq 0.014)$$

$$= 209[1.748 - 55.17(a/R) + 631.0(a/R)^2], \quad (a/R > 0.014)$$

水平補剛材を 2 段用いる場合:

$$h_w/t_w = 294, \quad (a/R \leq 0.011)$$

$$= 294[1.510 - 53.20(a/R) + 625.6(a/R)^2], \quad (a/R > 0.011)$$

.....(4·a~c)

これらの式で、水平補剛材の取付位置は、前述の腹板の面外たわみ (Fig. 11) と面外曲げ応力 (Fig. 13) とを参照し、特に厳密な解析を行わないとき、Fig. 18 に示すように直線桁と同じとした。

5. 水平補剛材の必要剛度に関する提案

(1) 水平補剛材のモデル化

曲線桁腹板における水平補剛材は、フランジが降伏に至っても十分な強度を有するように設計する必要がある。このとき、腹板の水平補剛材が受ける外力は、その取付位置に生じる腹板の橋軸方向の直応力から推定される。

したがって、水平補剛材を Fig. 19 に示すような曲率

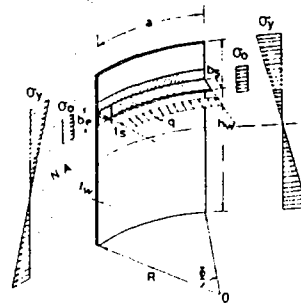


Fig. 19 Forces Acting on Longitudinal Stiffener.

を有し、腹板の有効幅をもつ T 形断面のはり-柱モデルに置換できるものと仮定する。すると、はり-柱モデルは橋軸方向の圧縮力 P と曲率による半径方向の等分布荷重 q 、すなわち A_{we} を腹板の有効断面 ($A_{we} = b_e \cdot t_w$)、 ψ を水平補剛材の位置を表わす係数 ($= 0.6$) とすると、 $P = \psi \cdot \sigma_v \cdot A_{we}$ 、 $q = P/R$ (5·a, b) を受けることになる。また、有効幅 b_e は、曲げを受ける幅広フランジの有効幅を適用すると、次式で表わされる²⁶⁾。

$$b_e = t_s + 0.181 \cdot a \text{(6)}$$

ここに、 t_s : 水平補剛材の板厚、 a : 垂直補剛材間隔。

垂直補剛材位置で連続した水平補剛材を対象とし、そのはり-柱モデルを Fig. 20 に示す。はり-柱モデルの両端は、回転に対して固定支持と考えられる。したがって、両端では、

$$M_e = qR^2(2/\phi) \cdot \tan(\phi/2) - 1] \text{(7)}$$

なる固定モーメントが発生する。ここに、 ϕ : 垂直補剛材間の中心角。

(2) はり-柱モデルの断面力

Fig. 20 に示したはり-柱モデルは、付加たわみの影響を考慮して容易に解析できる。まず、初期たわみ v_0 を $v_0 = \bar{v}_0 \sin(\pi\phi/\phi)$ (8)

と仮定し、たわみ v を次式で近似する。

$$v = \bar{v}[1 - \cos(2\pi\phi/\phi)] \text{(9)}$$

ここに、 ϕ : はり-柱モデルの任意点における中心角。

すると、曲げモーメントのつり合いより、次の誤差関数が得られる。

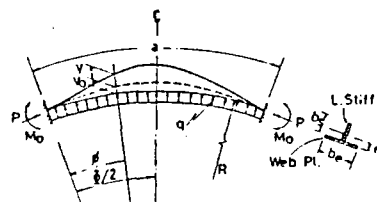


Fig. 20 Beam-Column Model with Curvature.

設計例

県道高速名古屋新宝線名駅(その1)工区上部工事

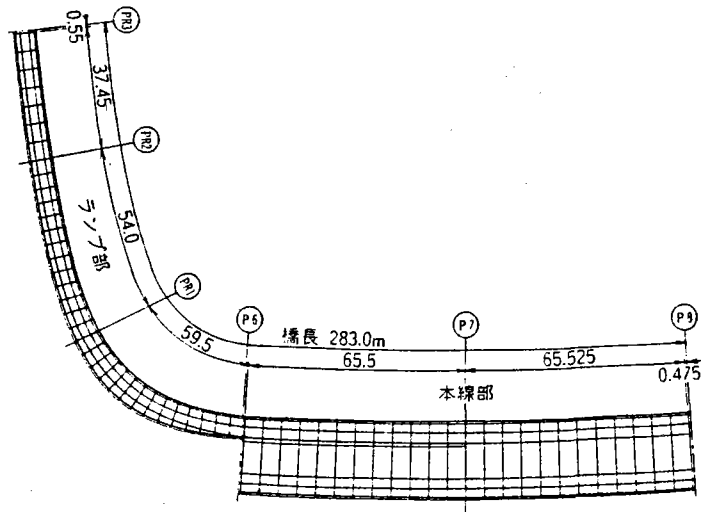


図-1 一般形状図 (a)

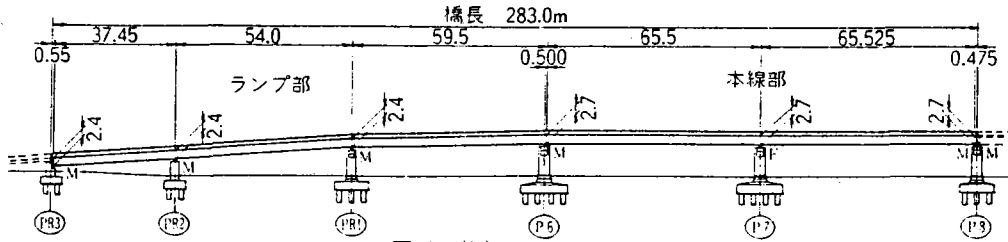


図-1 (b)

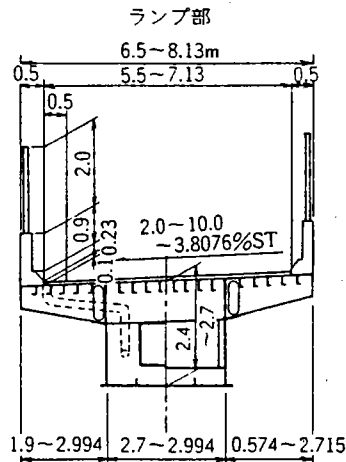
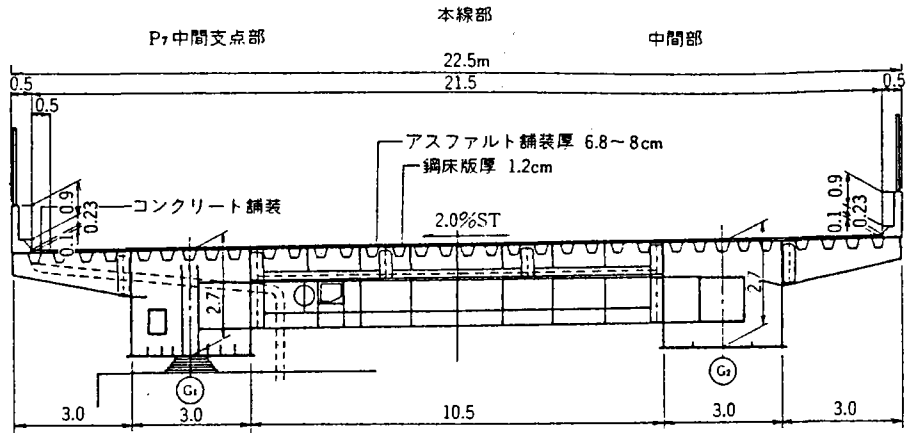
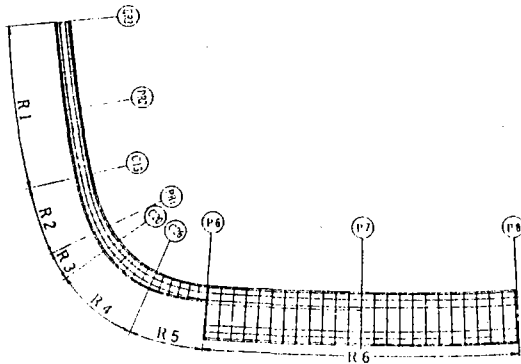


表-1 最小腹板厚

区 間	平面曲率 半 R (m)	腹 板 高 (mm)	重直補剛 材 間 隔 a (mm)	水半補剛 材 段 数	最 小 腹 板 厚 (mm)									
					S S 41 材					S M 50 Y 11				
					道 示	AASHTO の 勧 告 書	名 高 速 付 録 - 2	本 橋	(参考) 中 井 氏 ら の 提 案 式	道 示	AASHTO の 勧 告 書	名 高 速 付 録 - 2	本 橋	(参考) 中 井 氏 ら の 提 案 式
PR3-C13	500	2 433	1 774	1	9.5	8.9	11.4	9.5	9.5	11.6	10.9	13.9	11.6	11.6
C13-PR1	88	2 508	1 032	1	9.8	10.8	13.8	10.8	10.6	12.0	13.2	16.8	13.2	12.0
PR1-C20	63	2 564	997	1	10.0	11.8	15.0	11.8	12.0	12.3	14.4	18.4	14.4	11.9 12.3
C20-C26	41	2 699	984	1	10.5	13.7	17.4	13.7	15.3	12.9	16.8	21.4	16.8	16.4
C26-P6	66	2 762	1 048	1	10.8	12.6	16.1	12.6	12.9	13.2	15.5	19.7	15.5	12.8
P6-P8	1 000	2 730	1 362	2	8.8	8.4	8.8	8.8	8.8	9.3	10.3	9.3	10.3	9.3

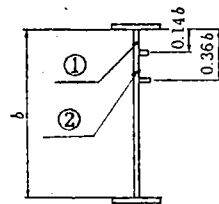


討議、意見等

1) 曲線桁の腹板厚については、中井・北田・大南・川井氏の文献で提案されている式を用いて最小腹板厚を決定するのが最も合理的である。

2) プレートガーダーでの水平補剛材に関して次のような討議がなされた。

a. 道示での水平補剛材 2 段の場合に最小腹板厚が下図のようになる。



① のパネル	$\frac{b}{360}$
② のパネル	$\frac{b}{318}$
最小腹板厚	$\frac{b}{310}$

① のパネルより② のパネルの方が必要板厚が大きいことになるが、これは、パネル間隔の違い等により、大きくなったものと考えられる。

b. 道示での水平補剛材位置を、任意位置に取り付ける計算法が研究されているが、設計実務上で最適位置を求めるのは繁雑となると考えられる。

3) プレートガーダーの腹板厚は経済性から薄くする方向にあるがウェブが薄くなった場合、フランジとウェブの溶接部の疲労に留意する必要がある。

2. 高架道路橋の交通振動対策について

橋梁における振動問題として一般に採りあげられるのは、地震時の耐震問題、強風時の耐風安定性の問題、走行荷重による衝撃係数の問題、利用者の快適性に関する問題、環境問題としての騒音・振動等がある。これらの振動問題の中で、高架道路橋の交通振動問題に関して、日本橋梁建設協会では、「振動研究委員会」を昭和57年に設置し、現在まで活動している。

自動車の走行による道路交通振動は、高架道路を構成する上部工、下部工を介し、地盤または空気を媒体として伝播するので、その性状は極めて複雑であり、現時点では、その発生機構・伝播機構・受振点での応答機構等の一つを取上げてても未解明な点が多い。しかし、現在でも沿道住民からの苦情が出されており、我々橋梁建設に携わる者にとってなおざりにすることはできない問題である。また、コンクリート橋に比較して鋼橋は振動しやすいという面からも今後の鋼橋の存続に影響しかねない問題である。

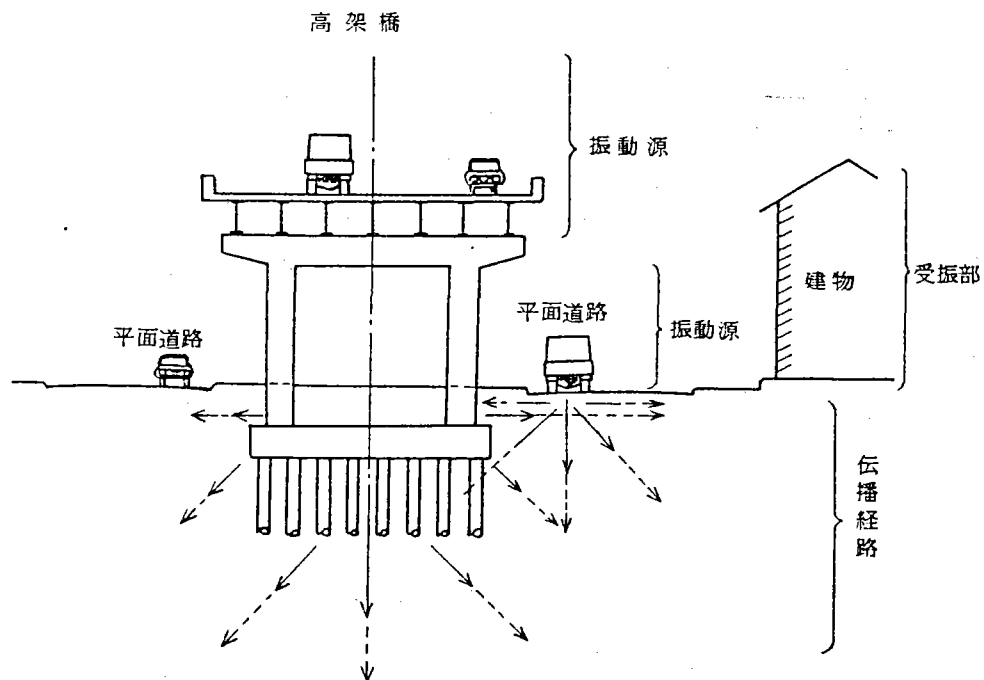


図 4.1.1 高架橋と平面道路の交通振動

2-1. 地盤振動と空気振動

車両が路面を走行する際に、路面凹凸や伸縮継手部の段差等により、車両が振動し、その衝撃加振力によって橋梁が振動する。これらの振動の強弱は、車両の重量・速度・バネ特性、高架橋の剛性・質量、路面の不整・段差の程度によって支配されている。地盤振動は、この振動が、下部工・基礎・地盤を伝播して沿道建物に伝わる振動である。空気振動は、上部工の振動を空気を媒体として建物等に伝わる振動で、低周波空気振動と呼ばれる。

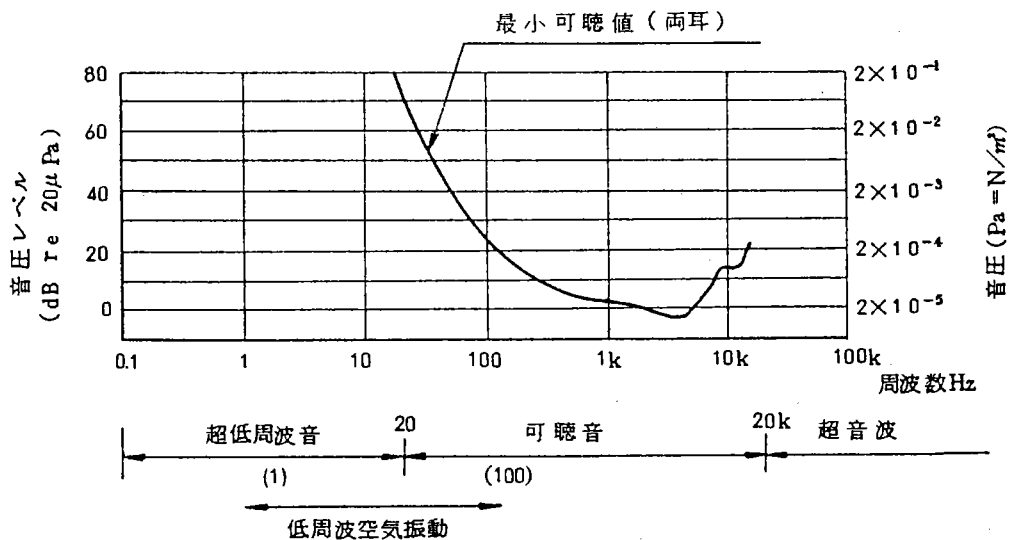


図 3. 6. 1 低周波空気振動の周波数と最小可聴音

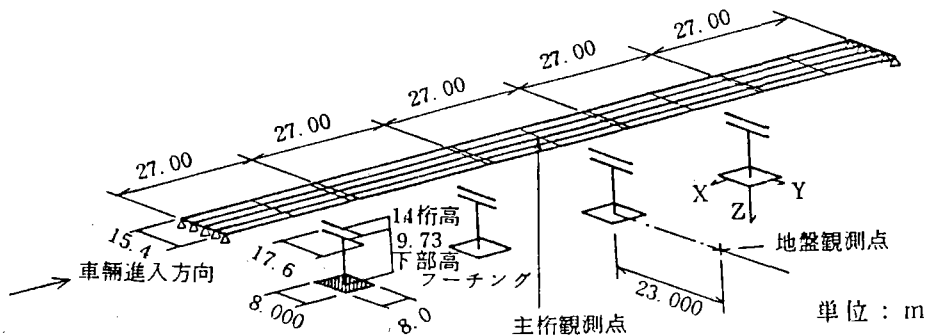


図 3 - 1 計算に用いたモデル橋

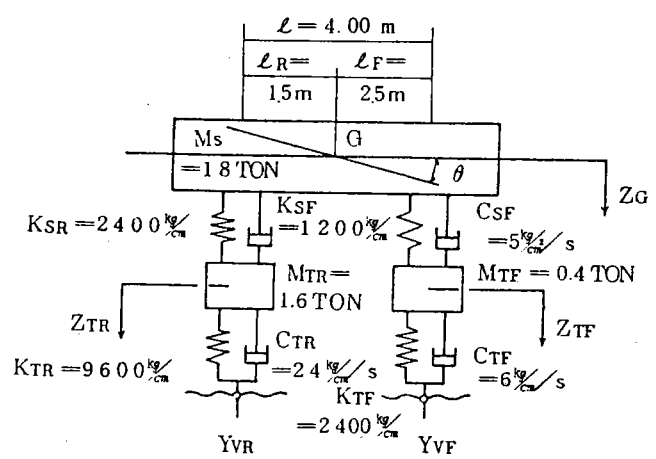


図 3 - 2 車両モデル

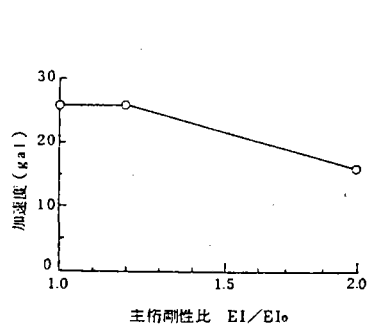


図 3 - 3 主桁観測点での最大加速度

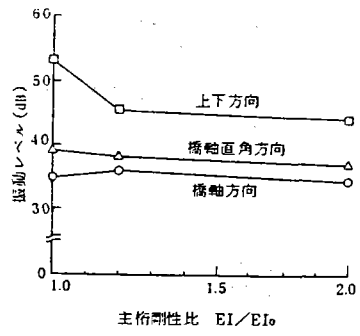


図 3 - 4 地盤観測点での振動レベル

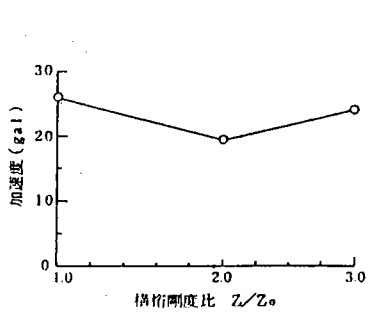


図 3 - 5 主桁観測点での最大加速度

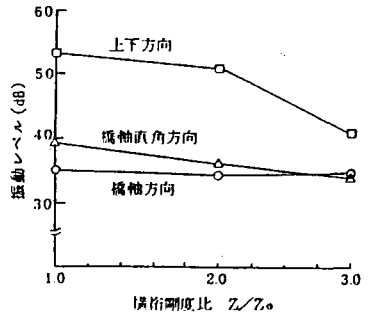


図 3 - 6 地盤観測点での振動レベル

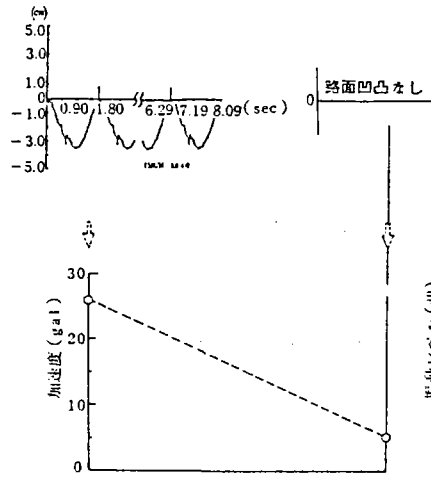


図3-7 主桁観測点での最大加速度

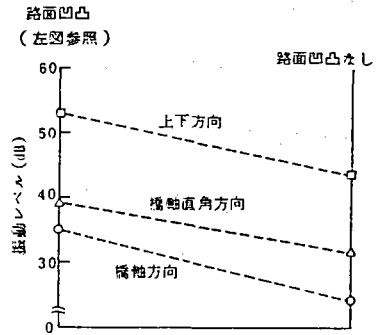


図3-8 地盤観測点での振動レベル

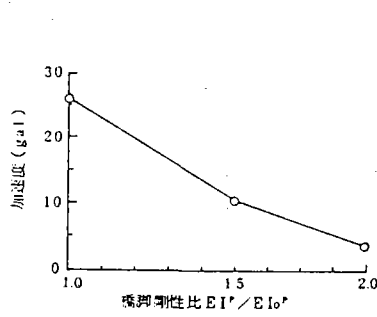


図3-16 主桁観測点での最大加速度

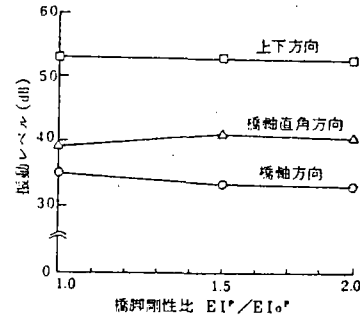


図3-17 地盤観測点での振動レベル

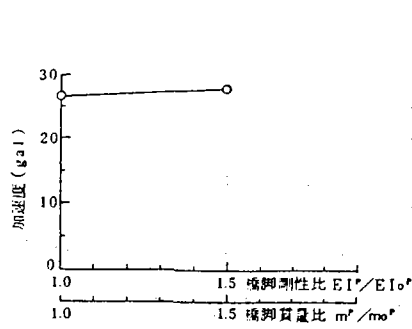


図3-18 主桁観測点での最大加速度

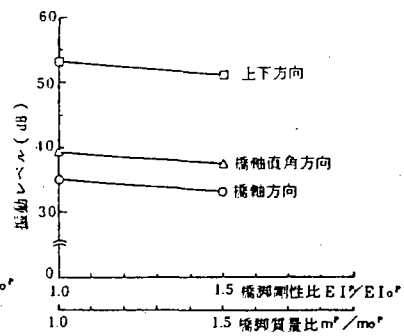


図3-19 地盤観測点での振動レベル

(1) 対策1：箱桁化

図3-20に示すように、主桁間に鋼板を張ることにより、主桁の曲げ剛性、振り剛性の増大を図る。〔文献1〕、ケースNo.26, 27〕

(2) 対策2：対傾構・端横桁の補強

対傾構断面の増大と図3-21に示すように、端横桁をコンクリートで巻ききたてる（SRC化）ことにより、横方向剛性の増大とジョイント振動の低減を図る。〔文献1〕、ケースNo.29, 30〕

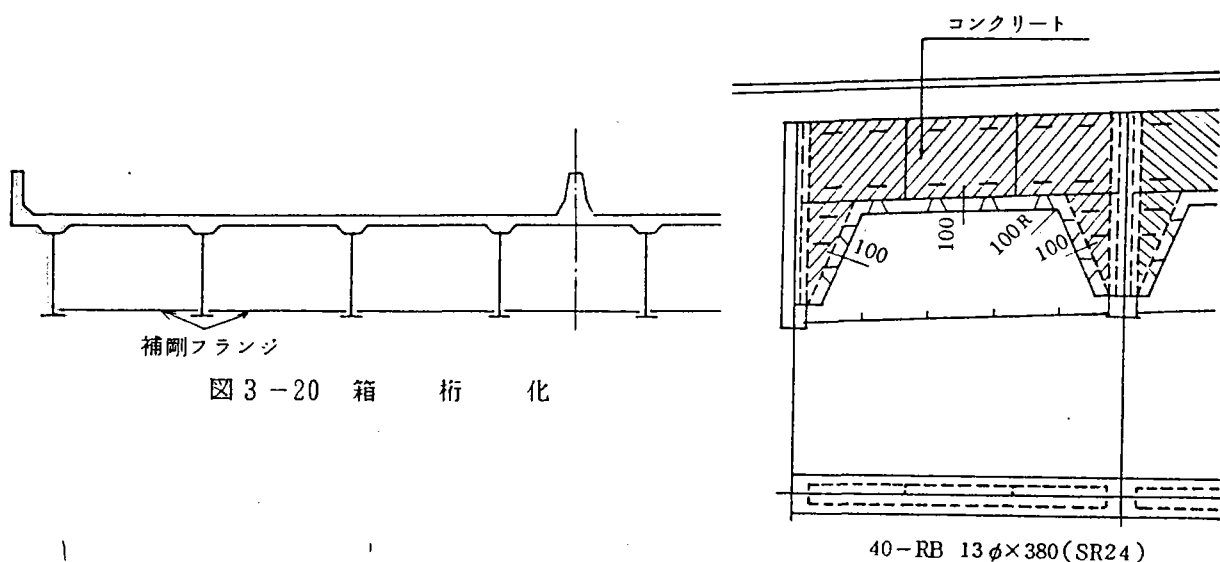


図3-20 箱桁化

図3-21 端横桁コンクリート巻立て

対策1では、主桁下フランジ間に鋼板を張り、箱桁化することによって、主桁の曲げ剛性、振り剛性を増大させる。これによって、振幅の低下が図られるとともに、張板は主桁断面の一部として、活荷重応力の分担に寄与する。また、張板上にコンクリートを打設（国鉄で実績あり）して、質量効果、剛性効果を期待することも考えられる。

対策2では、対傾構の剛性を向上させて横分配効果を高めるとともに、対策1の内容と相まって、上部工全体を格子構造より板構造に近付ける。また、端横桁をコンクリートで巻き、桁端部剛性を向上させる。こうすることにより、荷重が分散され、全体として振動が小さくなるとともにジョイント部の振動の低下を期待する。

2-3. 多径間連続化と長スパン化

交通振動の軽減を図るための構造形式として多径間連続化と長スパン化を提案する。多径間連続化は、これまでも首都高速道路公団等で維持管理上の面からも検討がなされている。高架橋の構面上に存在する伸縮継手は、自動車の走行性を著しく低下させるばかりでなく、伸縮継手の破損によりその近傍の構造物にも破損をきたし、また騒音・振動の発生にもつながる。多径間連続化では、伸縮継手を減らすことと、活荷重によるたわみを減らすこと等で振動を軽減しようという試みである。また、長スパン化では、活荷重による動的増幅率の軽減と、車両との質量比（車／橋）を小さくすることで振動を軽減しようという試みである。

以下に交通振動を予防するための上部構造のあり方についての提案を列記する。

- (1) 単純桁構造は避け、多径間連続桁構造とする。
- (2) 支間長は現状（20～40 m）よりも長く（60～80 m）する。
- (3) 伸縮装置の段差や路面凹凸を減らす。
- (4) 各部の構造のうち支点付近では剛度を高く質量も大きくして、あまり軽量化を図らない。
- (5) 支承の可動部分は確実に動作するようにして、できるだけ桁の振動が橋脚から地盤に伝わらないように工夫する。
- (6) 橋脚の構造形としては振動しやすい片持梁型（逆L型）やT型を避けてできるだけ門型系とし、コンクリート充填なども利用して剛度、質量、減衰の改善を図る。

討議、意見等

- 1) . シミュレーション解析の結果で、概略的な傾向はとらえられているが、種々の条件変化を考えた場合、必ずしも現時点の傾向と等しくならないのではないか。
- 2) . 長スパン化については、スパンを基準と考えるのではなく、固有振動数に着目すべきではないか。

<補足>

1. 振動レベルについて

$$\text{加速度レベル} \quad L = 20 \log_{10} \frac{A}{A_0} \quad (\text{dB})$$

A : 測定値の加速度実効値 (m/sec²)

A₀ : 基準値 (10⁻⁵ m/sec²)

2. 地盤のモデル化について

周辺地盤は、半無限弾性体であると考え、ある地表面に点加振力が作用したときの解析解を用いて解析している。

1. フーチング底面を細分割し、各分割要素に働く x, y, z 方向の反力を求め、その反力は地盤に対して点加振であるとする。
2. ある要素の各反力をフーリエ変換する。
3. 解析解から得られる周波数応答関数を掛けあわせて、ある着目点のフーリエスペクトルを x, y, z 方向について求める。
4. フーリエ逆変換することによって応答値を求める。

鋼橋技術研究会・示方書研究部会

第20回国内設計基準研究分科会成果報告書

討 議 課 題

有効座屈長の算定方法と

非線形構造解析を前提とした設計体系について

第20回 国内設計基準研究分科会テーマ

有効座屈長の算定方法と非線形構造解析を前提とした設計体系について

現行の設計では、骨組構造物の曲げと軸力を受ける部材に対して、有効座屈長を用いて基準耐荷力曲線より強度を定め、軸力と曲げモーメントを受ける部材の照査式によって照査を行なっている。複雑な骨組構造物に対しては、その設計方法、特に有効座屈長の算定方法が必ずしも明解でない場合がある。例えば、以下のような疑問点が挙げられるであろう。

- ・ 局部座屈を考慮しない軸方向圧縮強度を定めるために必要となる有効座屈長は、表に与えてあるような単純な場合については問題はないが、様々な荷重条件の複雑な骨組構造物の各部材に対してどの様に定めれば良いのか。拘束が不十分と考えられる場合には、その値を合理的な値まで増大させるものとする、とあるが合理的な値をどう選べば良いのか。
- ・ 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の照査は、部材に対して行なうのか、あるいは部材の各断面に対して行なうのか。曲げモーメントが複雑に変化し、等価換算曲げモーメントを考えられない場合はどの様に照査するのか。
- ・ 変断面部材をどう照査すべきか。
- ・ ラーメン部材の設計において、特殊な構造形式のラーメンや断面が著しく変化する場合は、別途厳密な固有値解析を行ない有効座屈長を求めることとあるが、どの様な固有値解析により、どの様に有効座屈長を定めるのか。なぜ有効座屈長をその様に定めれば良いのか。
- ・ 基準耐荷力曲線を変化させれば、それに基づき設計される構造物の安全性・経済性は大きく変化する。全く同様に、構造物の安全性と経済性は有効座屈長の算定方法に左右される。現在行なわれている設計において用いられている有効座屈長の妥当性をどう考えたら良いのか。

このような疑問は、以下の議論で明かとなるように、設計体系のあり方に関わる本質的なものである。現行の設計基準では、構造物に作用する応力の算定方法として設計者に原則として微小変位解析を委ね、設計において考慮しなければならない幾何学的非線形性の効果、例えば付加曲げモーメントの発生、柱の曲げ座屈、梁の横倒れ座屈、構造の全体座屈などに対しては設計基準において規定するという方法を取っている。本来構造解析で取り扱うべき幾何学的非線形性を強度値、すなわち許容応力に含ませている。

現在の設計法によれば、設計者は簡単な計算のみで照査を行なうことが可能となるが、逆に設計基準の方に多くの規定を盛り込むことが必要となり、規定が複雑で分かりにくくなっている。また、構造ごとに異なる幾何学的非線形性の効果を設計基準の規定、すなわち強度値である許容応力に含めて扱うため、必ずしも全ての場合において合理的な設計となっているか明かではない。その端的な例が、上に述べた有効座屈長に関する規定、及び曲げと軸力を受ける部材の照査方法である。

上に挙げたような疑問点を明らかにするためには、幾何学的非線形性とは何であるのか、設計において幾何学的非線形性をどう扱うべきかということを検討することが必要である。現行の設計方法においてどの様に幾何学的非線形性が取り扱われているかを考えるのと同時に、非線形構造解析を前提とした新しい設計体系を考えることによりこれらの疑問点が明らかにされよう。

過去においては構造解析を行なう能力に限界があったため、現行の様な設計体系が取られたのは当然のことであった。しかし、今日では計算機の性能は飛躍的に向上しており、いわゆるパーソナル・コンピュータ程度のものでかなりの計算が可能となっている。一方、構造力学、特に有限変位理論に関する研究においても著しい進歩があり、非線形性の特別に大きくない問題についてはその理論体系が確立されつつある。これらのことを考えれば、非線形構造解析を容易に行なえる状況にあるといえる。

この様な状況をふまえ、将来の設計体系のあり方について考えてみると、現在行なっている線形解析より多少高度な計算を設計者に要求することによって、設計基準のカバーする範囲を改め、合理的で分かりやすい設計基準に変えるという方向に進むことが、一つの可能性として考えられる。その場合、設計者が幾何学的非線形性を考慮した計算を行い、設計基準ではその解析方法とその解析結果に基づく照査方法を規定することになるであろう。

ここでは上に挙げた疑問点から出発し、現行の設計体系における幾何学的非線形性の取り扱いを考え、将来の方向として非線形構造解析法に基づく設計体系を考えると、そこでどの様な非線形構造解析がなされるべきであるのか、設計基準において何を規定すればよいのか、等の事項について検討する。

但し、ここでの議論は現行の設計体系における安全性や経済性を高めることを目的とするものではない。過去から培われてきた安全性や経済性を保ちながら、設計者と設計基準の役割分担を改め、設計手順の単純化や合理化を計ることを考えている。

現在の安全性照査体系 - 鋼骨組構造物

- 設計者 - 微小変位解析
- 設計基準 - 本来ならば構造解析で扱うべき幾何学的非線形性に対して規定

過去

構造解析理論、計算能力に限界

- 設計基準が複雑で分かりにくい
- 常に合理的な設計になるとは限らない
- 例 - 有効座屈長の算定方法

現在及び将来

非線形構造解析を容易に行える環境

将来の安全性照査体系のあり方、可能性

- 設計者 - 簡単な非線形構造解析
- 設計基準 - 分かりやすく合理的なものに

検討事項

将来の鋼骨組構造物に対する安全性照査体系において

どのような非線形構造解析がなされるべきか

設計基準で何を規定するか

前提

現行の設計体系における安全性、経済性を保つ



幾何学的非線形性を同程度に評価できる非線形構造解析が必要

現行の設計体系における幾何学的非線形性の評価

- 例 - 曲げと軸力を受ける部材
- 梁 - 柱の方程式

$$\nu \left[\frac{N}{P_{cu}} + \frac{M_0}{(1 - \nu N/P_E) M_{cu}} \right] \leq 1$$

- ここに、 ν = 安全率
- N = 軸方向断面力
- P_{cu} = 圧縮に対する終局軸力
- M_0 = 曲げモーメント
- P_E = オイラー座屈荷重
- M_{cu} = 曲げ圧縮に対する終局曲げモーメント

P_{cu} 及び P_E は有効座屈長を用いて算定

梁 - 柱の式と同程度の幾何学的非線形性を考慮する非線形構造解析

線形化有限変位解析

初期形状からの変位は小さい
つり合いを変形後で考慮

求まる方程式を離散化して解析

全体剛性方程式

$$\{F\} = [K_E + K_G(N^0, M_Y^0, M_Z^0, M_M^0)] \{d\}$$

ここに、 $\{F\}$ = 節点力ベクトル;

$[K_E]$ = 線形剛性マトリクス;

$[K_G(N^0, M_Y^0, M_Z^0, M_M^0)]$ = 基準状態における幾何剛性マトリクス;

$\{d\}$ = 節点変位ベクトル;

N^0 = 基準状態における軸方向力;

M_Y^0 = 基準状態における Y 方向曲げモーメント;

M_Z^0 = 基準状態における Z 方向曲げモーメント;

M_M^0 = 基準状態における反りモーメント

I. 線形化有限変位解析による設計方法

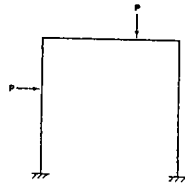
・まず安全率を除いて考える

線形化有限変位解析により構造解析

設計荷重に対し作用応力 σ_{NONL} を算定

$$\frac{\sigma_{NONL}}{\sigma_Y} \leq 1$$

σ_{NONL} = 作用応力
 σ_Y = 材料強度



一つの照査式で全ての部材に対して照査する事が可能

現行規定 - 荷重条件により照査式の使い分けが必要

幾何学的非線形性の効果

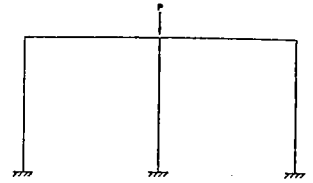
現行規定 - 強度で考慮

線形化有限変位解析 - 発生応力で考慮

分岐座屈に対する照査

残留応力、初期たわみなど不整の影響が重要

強度の低下



線形化有限変位解析

安全性を確保するために考慮が必要
 等価な初期不整を与えて解析

残留応力、初期たわみなどによる強度の低下

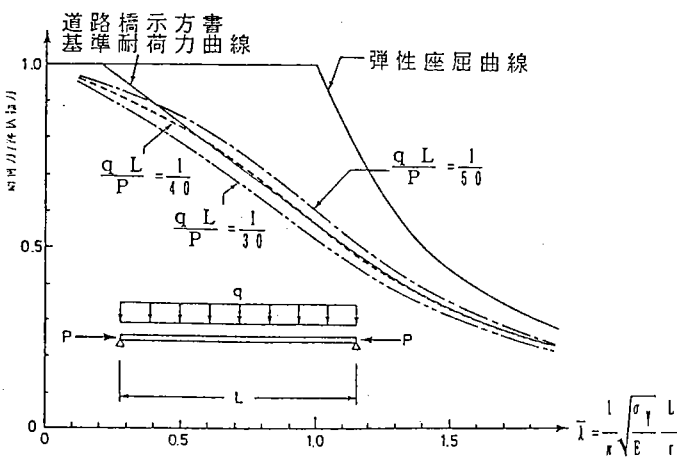
||

初期不整に対する付加曲げモーメントの増加

初期不整の大きさ

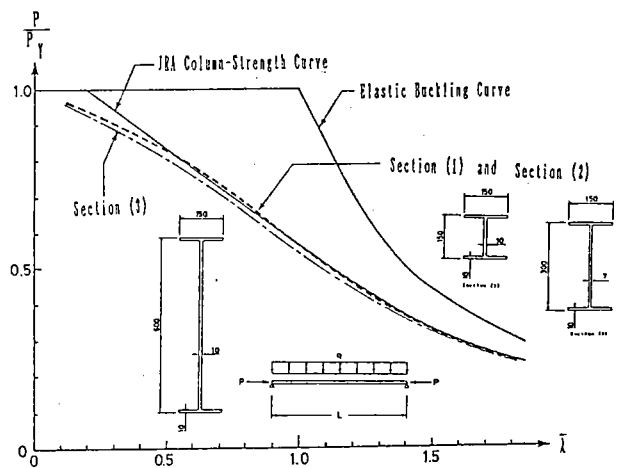
現行の設計体系の安全性と等価にすることを前提

設計基準の基準耐荷力曲線と比較柱の曲げ座屈



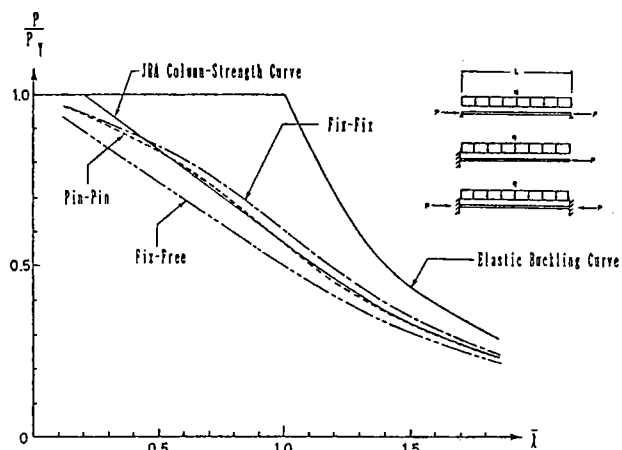
初期不整を $\frac{qL}{P} = \frac{1}{40}$ としして解析

断面形状の違いによる影響



面内問題の場合 - 断面形状によらない

境界条件の違いによる影響



-9-

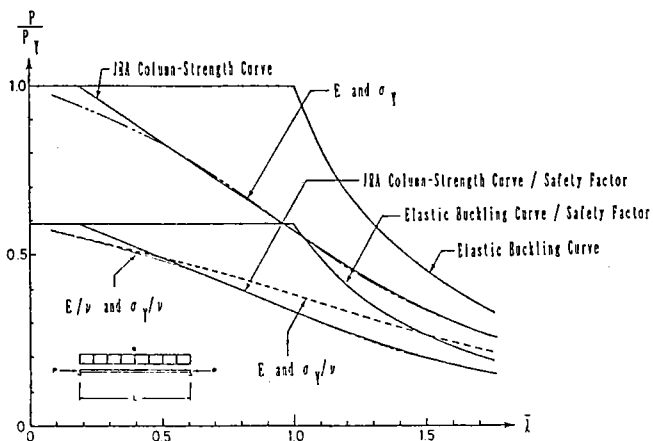
安全性の確保 - 安全率の導入

照査式 $\nu \frac{\sigma_{NONL}}{\sigma_Y} \leq 1$

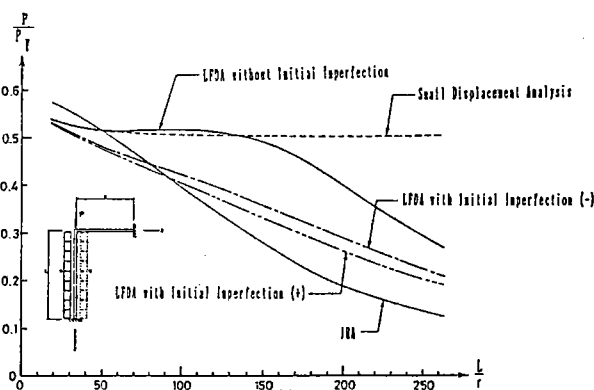
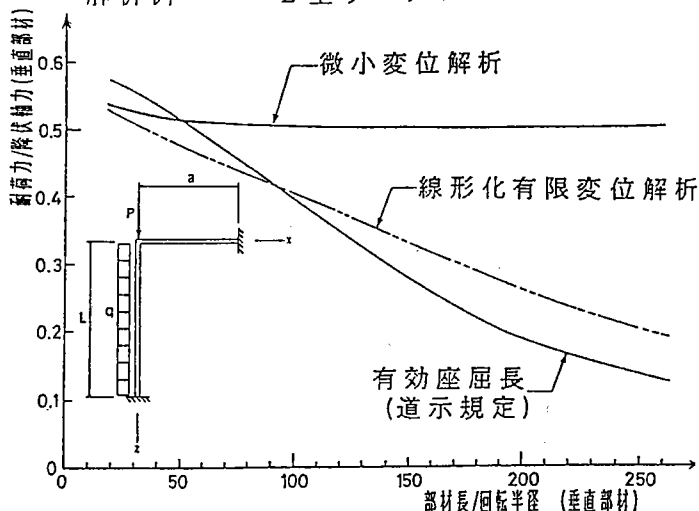
全ての点で等しく安全性を確保

これで十分?

例：柱の曲げ座屈



解析例 - L型ラーメン



設計荷重 + $\frac{\sigma_Y}{\nu}$, E を用いた設計 - 不十分

設計荷重 + $\frac{\sigma_Y}{\nu}, \frac{E}{\nu}$ を用いた設計

↑
等価 → 現行の設計

↓
設計荷重 × 安全率 + σ_Y, E を用いて設計

$$\nu \left[\frac{N}{P_{cu}} + \frac{M_0}{(1 - \nu N/P_E) M_{cu}} \right] \leq 1$$

付加曲げモーメントの項に ν は必要

注：実際に設計荷重 × 安全率を
載荷する事とは全く異なる。

線形化有限変位解析 - 面内問題

- ・初期不整を与えることが可能
- ・初期不整を与える必要のある部材は少ない

線形化有限変位解析 - 面外問題

- ・全ての部材に対して初期不整が必要
- ・初期不整の与え方
- ・初期不整の検証が難しい
- ・二次的部材の影響
- ・立体解析 - 計算量が膨大

面内問題に対して線形化有限変位解析
 面外問題に対して強度を低減
 整合しにくい

線形化有限変位解析による設計方法

面外問題に対しては解析が難しい

- ・初期不整の与え方
- ・二次的部材の影響

現行の基準耐荷力曲線を用いた設計方法が現実的

有効座屈長の算定方法が不明確

有効座屈長の合理的な算定方法を確立することが重要

有効座屈長の意味

幾何学的非線形性

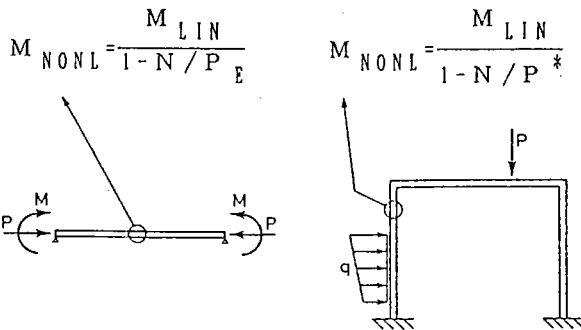


軸力による曲げモーメントの増加

II. 有効座屈長の新たな算定方法

線形化有限変位解析により各断面における付加曲げモーメントを計算

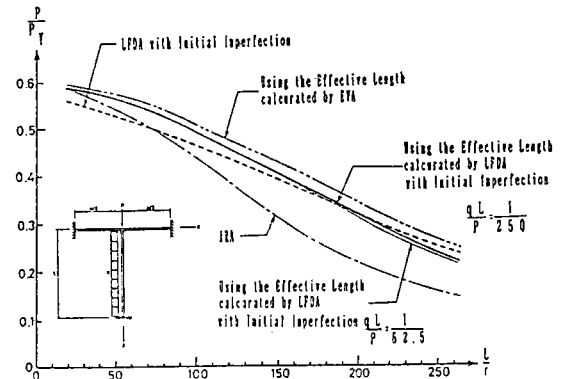
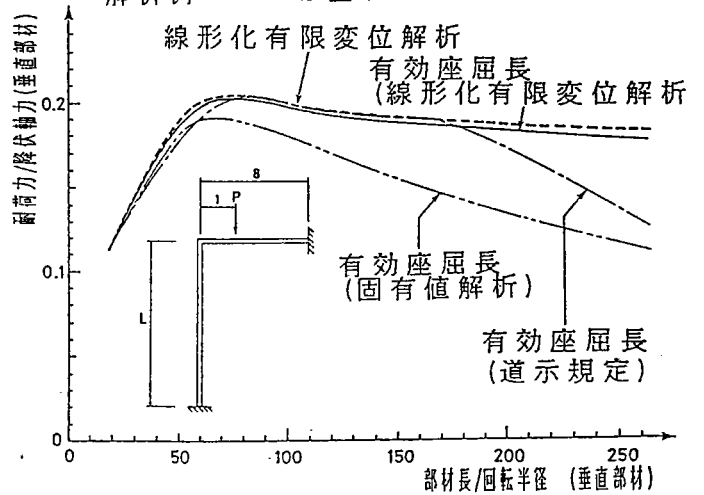
有効座屈長を算定



有効座屈長

$$L^* \equiv \sqrt{\frac{\pi^2 E I}{P^*}}$$

解析例 - L型ラーメン



Ⅲ. 面外問題に対する検討
面外の問題

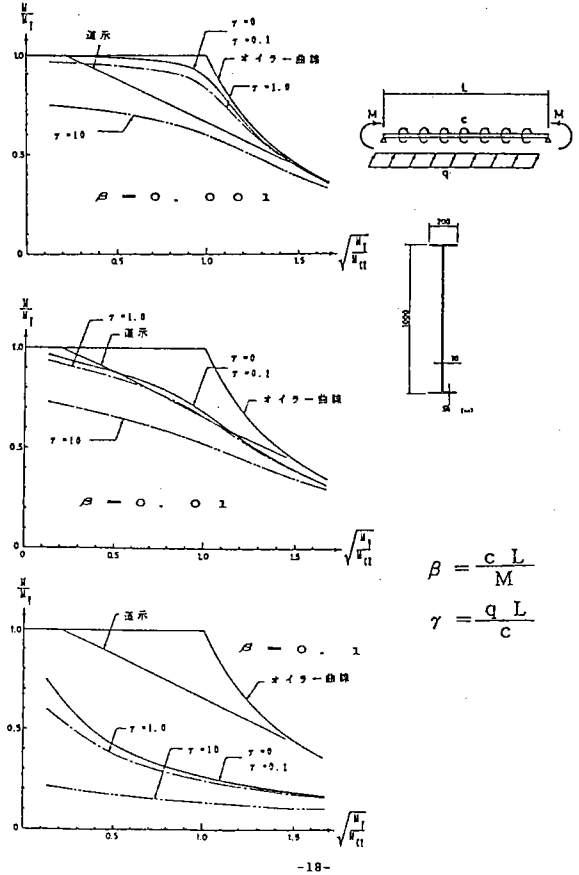
- ・全ての部材に対し初期不整が必要
- ・どのような初期不整を与えるかが不明であり
また、その検証も難しい
- ・立体解析→次元の数が膨大
- ・二次部材の影響も考えなくてはならない

検討事項

線形化有限変位解析に基づいた設計体系において
面外の問題に対して

- ・どのような初期不整を与えるべきか。
- ・実際の骨組構造物を解析し、その際問題となる点は何か。
- ・この設計方法を確立するために必要となる研究の方向は何か。

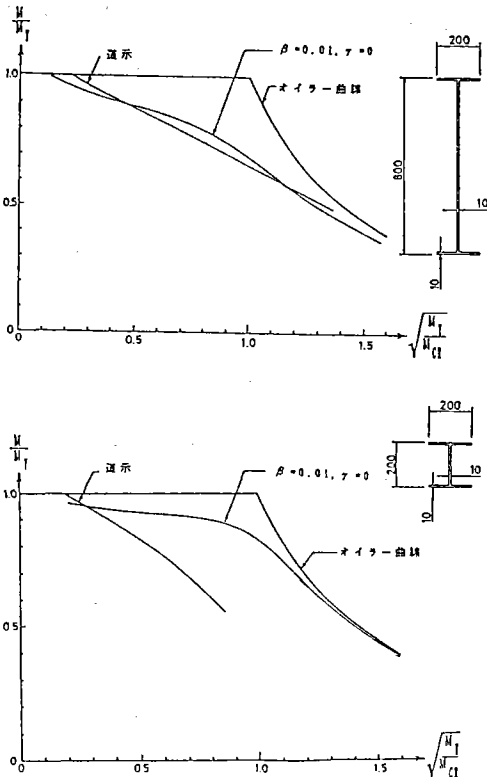
初期不整の選択



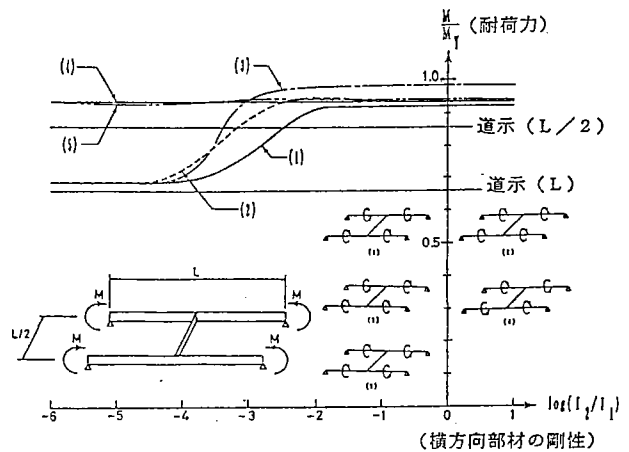
$$\beta = \frac{c L}{M}$$

$$\gamma = \frac{q L}{c}$$

断面形状の影響



骨組構造物の解析



- ・線形化有限変位解析によれば二次部材の剛性の影響を考慮できる
- ・構造物の耐荷力は初期不整の方向に大きく影響される

まとめ

- 1) 現行の安全性や経済性を保つことを前提とすると、設計に取り入れるべき非線形構造解析は線形化有限変位解析である。
- 2) 線形化有限変位解析による設計方法
 - ① 面内問題
 - ・ 簡単な例に対しては妥当な結果を与えた。
 - ・ 分岐現象が問題となる場合には初期不整を与えることにより解決することが可能である。
 - ② 面外問題
 - ・ 二次部材の剛性を考慮しながら安全性の照査を行なうことができる。
 - ・ ほとんどの部材に対して初期不整を与えることが必要である。
 - ・ 初期不整の与え方やその妥当性の検証が難しい。
- 3) 現時点では基準耐荷力曲線を用いる設計方法が現実的である。
- 4) 有効座屈長を各断面における付加曲げモーメントの程度を表すパラメータと考え、線形化有限変位解析により有効座屈長を算定する方法を提案した。得られた結果は妥当なものである。