U.D.C. 625.2.011.62

島

Hiroshi Ijima

飯

弘*

車両鋼体の筋違柱構造について

On the Diagonal Piller Structure in Car Bodies

概 梗 内 容

車両鋼体で柱の骨組を斜めに交ささせた,筋違柱の鋼体強度における効果について述べてある。まづ貫入部 をもつ部材の有効剛度をせん断流理論によって求める方法を示し、筋違柱の剛度が在来柱より大きいのは結合 端の幅を広くとりうるためであること、応力が一様分布に近づくこと、軽量化と同時に鋼体の剛性向上もえら れることなど,筋違柱がもつ利点を部分模型と実車についての実験で確かめている。

言 1. 緒

鉄道車両の車体が床上垂直荷重をうける場合の鋼体の強さは、鋼 体を構成する窓上,窓下部材,柱それぞれの断面中立軸を結んで得 られる平面構造の平行弦ラーメンに鋼体を置き替えることによって 求められる。これらの部材のうち柱の曲げ剛度が鋼体の強さに最も 大きな影響を及ぼし, 軽量構造をうるためには柱の剛度を大きくす ることが有利である(1)(2)。

この目的のために筋違柱と名付ける一案を考えた。これは第1図 (a)に示すような在来の側構構造に対して,同図(b)のように柱を 構成する2本の骨(図の点線)を平行でなく斜めに交ささせたもの で, 定性的には下記の利点が予想された。



(1) 柱に作用するモーメントは柱の上下端で最大となる直線分 布をなす。筋違柱ではその長手方向に沿って応力を一様分布に近 づけることができ, 柱端に最大応力が生ずる在来柱よりも応力が 低下する。

(2) 柱自由部(窓に沿った部分)の剛性が向上する。

(3) 骨組で囲まれる窓上,下部材の板場の広さが減少するので ざ屈に対して有利となり, スチフナーの数を減らすか, 外板を薄 くすることができる。

(4) 柱骨組が斜材として働くため、鋼体のねじり剛性が増す。 また, 在来構造と異なって柱断面が自由部と貫入部(上下部材へ の) で相違するから, 柱の剛度を求めるためには両部分を別個に扱 う必要がある。本報ではまずこのような柱の剛度の算出法を示し, 筋違柱の部分模型および実車へ適用した例について、上記の諸点を 確認した結果を述べる。

2. 柱の有効剛度

2.1 貫入部の変位を考慮した部材剛度

部材相互の結合部が剛節点でなく,局部的な回転角を生ずるよう ないわゆる不完全剛結構造物においては,部材自由部の長さに結合 部の微小角変化の影響を加えた有効長の概念を用いて剛度をきめる 必要がある。いま第2図のように垂直部材が水平部材に貫入してい るとき、両部材の結合端 CD はモーメント M により水平部材の板 場の変形による回転変位 4 を生ずる。結合端の回転角がモーメント に比例するという仮定⁽³⁾をおいて接合常数Zを単位モーメントによ る角変位として定義する(4)。



すなわち

_ 9 ____

$$2(l+3 EI Z_a) M_a - l M_b = 6 EI(\varphi_a - \tau) \dots (2)$$



部材ABが端モーメントによって第3図のように変位したとする と,たわみ角たわみ度法の公式を適用することにより

日立製作所笠戸工場 工博

ここに、 φ: たわみ角 て:たわみ度 I: ABの断面二次モーメント また, A点の結合の不完全さを考慮した有効長をlaとすると, 通常 のたわみ角式は

 $2 l_a M_a - l M_b = 6 EI(\varphi_a - \tau)$ (3)

438 昭和38年3月	日	立	評	論	第 45 巻 第 3 号
(2), (3)式の比較から			両辺を	xについて微分	し、かつ $du/dx = \varepsilon$ であるから
$l_a = l + 3 EI Z_a$				dt. G	
B点についても同様に 〉		.(4)		$\frac{dt_1}{dx} = \frac{d}{bE}e^{-\frac{d}{b}E}e^{-d$	⁷ 1
$l_b = l + 3 EI Z_b$			同様に		
したがって部材全体の有効長は				$d au_2$ _ G	(9)
$l_{eq} = l + 3 EI(Z_a + Z_b) \ldots$.(5)		dx = aE	$(o_2 - o_1)$
そこで、剛度を				$\frac{d\tau_3}{dx} = -\frac{G}{bB}$	$-\sigma_2$
$K = \frac{EI}{l}, K_{eq} = \frac{EI}{l_{eq}}$			(7)式;	を微分したもの	に(9)式を代入すると
で定義すれば(5)式から					
1 1 (7 + 7)		$\langle a \rangle$		$\frac{d^2 \sigma_1}{dx^2} = \frac{G}{E}$	$=\left\{\left(\frac{1}{b}+\frac{1}{a}\right)\sigma_1-\frac{1}{a}\sigma_2\right\}\dots$
$\overline{K_{eq}} = \overline{K} + 3(Z_a + Z_b) \dots$	••••••••••••••••	.(6)		$d^2\sigma_2$ Gi	((1, 1), 1)
なる関係が得られる。Zの求め方を	次節に示す。			$\frac{1}{dx^2} = \frac{1}{EA}$	$\frac{1}{a}\left\{\left(\frac{a}{b}+\frac{a}{a}\right)\sigma_{2}-\frac{a}{a}\sigma_{1}\right\}\dots$
2.2 部材結合部の角変位			両式かり	らσ2を消去する	52
外板厚さにくらべて柱幅が十分大	にきければ,結合端に働く	曲げモ		$d^4\sigma$	$d^2\sigma$
ーメントは柱の左右フランジ (柱骨	組)の軸力が作る偶力で	置き替		$\frac{d v_1}{dx^4} - 2(k$	$a^{2}+k_{2}^{2})-\frac{a^{2}\sigma_{1}}{dx^{2}}+k_{1}^{2}(k_{1}^{2}+2k_{2}^{2})\sigma_{1}=0$
えられる。そこで第4図の柱の付根	lC, Dに働く垂直荷重 (なたよ			
る板場の変形をせん断流理論(5)に)	って求める)	~	

C点を原点として下方に x 軸をとる。外板厚さが骨組にくらべて きわめて薄く,力は外板のせん断変形のみによって伝えられ,かつ 板場の上,下縁材,端部の縦部材の軸方向剛性を無限大と仮定する。 各パネルについて

(12)式の一般解は

上称代 $C \mid x = 0$ D T2 TI T31-1 (*ð*) 端| 部| パネル 1 3 端部 3 3 0 a D

$$i=1$$

方程式を解くことによりwは次のようになる。

たから

たがって(10), (14)式より
$$\sigma_1, \sigma_2 = c_1 e^{k_1 x} + c_2 e^{-k_1 x} \pm c_3 e^{k_2 x} \pm c_4 e^{-k_2 x}$$
 (複号同順)
.....(17)

分常数
$$c_1 \cdots c_4$$
 は端部条件
 $x=0 \ c$ $\sigma_1 A = Q_0, \ \sigma_2 A = -Q_0$
 $x=B \ c$ $\sigma_1=0, \ \sigma_2=0$
よってきまるから, (17)式は
 $\sigma_1 = \frac{Q_0}{A} \frac{sh \ k(B-x)}{sh \ kB} = -\sigma_2$ (18)
つぎに(9)式を積分して(18)式を代入すれば

1の垂直方向せん断力を s_1 とすると、積分常数 c_5 は

$$t\int_0^B \tau_1 dx = -s_1$$

できまる。これより(19)式は

— 10 —

$$\tau_{1} = \frac{Q_{0}}{Bt} \frac{k_{1}^{2}}{k^{2}} \left\{ -kB \frac{ch k(B-x)}{sh kB} + 1 \right\} - \frac{s_{1}}{Bt}$$
7)式から

$$\tau_{2} = \frac{Q_{0}}{Bt} \frac{k_{1}^{2}}{k^{2}} \left\{ 2 \, kB \frac{b}{a} \frac{ch \, k(B-x)}{sh \, kB} + 1 \right\} - \frac{s_{1}}{Bt}$$





C, D点の変位は

$$(u_{1})_{x=0} = \frac{Q_{0}b}{GBt} \frac{k_{1}^{2}}{k^{2}} \left(-kB \coth kB + 1\right) - \frac{bs_{1}}{GBt} + u_{0}$$

$$(u_{2})_{x=0} = \frac{Q_{0}b}{GBt} \frac{k_{1}^{2}}{k^{2}} \left(kB \coth kB + \frac{a+b}{b}\right)$$

$$-\frac{s_{1}}{GBt} (a+b) + u_{0}$$
(22)

CDの回転角はC, D点の変位で与えられるとしても差支えないか 5

$$\Delta = \frac{|u_1 - u_2|_{x=0}}{a}$$
 および $M = Q_0 a$

を(1)式に入れれば

$$Z = \frac{1}{GBtb} \left\{ \frac{a}{L} \left(2 \frac{b}{a} kB \coth kB + 1 \right) - \frac{s_1}{Q_0} \right\} \quad \dots (23)$$





第4図(a)の両端部を左右両隣りの柱の中心位置とみなし,垂直 変位 u0=u3=0 なる自由支持であると仮定すると

$$s_1 L = Q_0 a$$

上式と(16)式を用いて(23)式を整理すると

となる。柱付根幅 aを増せば上式より Zは減少する ($\partial Z/\partial a < 0$ が導 かれる)。また柱自由部の断面増加により K も増大する。したがっ て(6)式において Keq は増大する。在来柱で a を大きくとることは 窓面積から制約をうけるが,筋違柱では窓面積の減少なしに a を大 きく取りうるので,在来柱よりも剛度を増すことが可能である。

3. 部分模型による実験

3.1 実験方法

前章の計算結果の確認と,在来,筋違両構造の比較のために,柱自 由部中央から下半分の2スパンに相当する第5図の実物大試験片を 製作した。図の骨組みで囲まれた部分はすべて外板でおおわれてお り,骨組みはすべて厚さ 2.3 mm の鋼板プレス物である。外板厚さは 一般に 1.6 mm が使用されるが, 筋違柱を用いればより薄板化を期 待しうるので,板厚1.6, 1.2, 0.8 mmを選んで板厚が筋違柱の効果 に及ぼす影響を求めることにした。両構造において柱骨組の配置の ほかはすべて等しい。窓面積を等しくするために筋違柱の付根幅は 在来柱の2倍にとってある。 骨組と外板との結合は側はりが30-80 の断続溶接であるほかは、すべて 60 mm ピッチの点溶接である。 試験片を第1表の記号で区別する。

試験片の一端を固定,他端を自由として,柱先端に最大0.5~1t の水平荷重を板厚に応じて加えた。たたし以下の測定結果は異なる 板厚の比較に便なるよう,荷重と応力,変位に比例関係が成り立つ として水平1tの値に換算してある。また柱先端に垂直荷重を加え δ_1 : 柱自由部自身の変位= $Pl'^2/3K$ (l': 柱自由部長 て,腰板のせん断ざ屈の比較も行なった。測定は面内変位をダイア さ) ルゲージで、柱骨組と外板の表裏応力を抵抗線ひずみ計で測った。 δ_2 : 柱結合部の回転角による変位= $\Delta l'$ 3.2 柱の曲げ剛性 δ₃: 水平部材の傾斜による変位 水平荷重による変位を第6図に示す。柱の水平変位の大きさは両 の三つに分けることができる。これらの値を第2表に示す。ただし 構造に著しい相違が認められる。 柱先端の変位 δ_{exp}は

片 試 験 第5図 模 型



第6図 水平荷重(1t)による試験片の変位

			第1表	訊	験	片	番	号		
个板	厚さ(n	nm)	1	.6			1.2		0.8	
Έ.	来	柱	A	1		I	A 2		A 3	
俗	は	k1:	В	1		Ŧ	32		B 3	

440	昭	和	38	年	3	月
		1.1.4	~~		-	1.

4

H

立 評

第 45 巻 第 3 号

第2表	水平荷重	(1 t)	による柱先端の変位	(mm)
-----	------	-------	-----------	------

板厚	試験片番号	測定值 δ_{exp}	δ_3	$\delta_{exp} - \delta_3$	$ \delta_1$ (計算值)
1.6	A 1	1.70	0.32	1.38	0.47
1.0	B 1	0.57	0.28	0.29	0.18
1.0	A 2	1.74	0.35	1.39	0.52
1.2	B 2	0.76	0.40	0.36	0.19
0.8	A 3	2.22	0.43 -	1.79	0.64
0.0	B 3	0.87	0.50	0.37	0.20

65 9	-	1.1	11	A	14	1	171-1	LLL.	3.63
13.5	to	11	NU	0)	A	1111	510	14	
1.0	20	/ 1	1/A		-	1trt	120	12	

*	早		ざ 屈 荷 重 (t)			予 張 力	
Ŧ		\hat{o}^2	法	U ()	ずみ	∄ † *	(kg/cm)
A	3	1.	5		1.2		26.7
В	3	2.	2	2	1.7		23.1

注: * 外板のひずみが急変する荷重

論



第9図 柱付根付近の外板の応力測定値

弱い断面ができるので、局部的な補強を行ない、せん断抵抗を落さ ない注意が必要である。このことは後章の実車について検討する。 腰板貫入部の柱の応力は(18)式で計算される。この計算値も実験 値にほぼ近いこと第8図のとおりである。



第7図 柱先端の変位測定値と計算値との比較



第8図 柱の応力分布(水平荷重1t)

 δ_1 における筋違柱のKは変断面のはりを一様断面に換算して求められる。また δ_3 は側ばりの傾斜から求めた値である。

 $\delta_{exp} - \delta_3(=\delta_1 + \delta_2)$ によって両構造の柱の曲げ剛性が比較される。 これを第7図に示した。一方,試験片は一端固定,他端自由である から $u_0=0$, $s_1=0$ である。これを(23)式に代入して整理すれば

これと(1)式とから δ2 がえられる。δ1+δ2 の計算値を第7 図に実線 で示す。計算値は筋違柱に関しては実験値とよく合うが,在来柱で は相違が認められる。しかし板厚の変化に対する傾向は実験値に似 ており,(25)式がほぼ実用に供しうるといえよう。計算値によれ ば,筋違柱の曲げ剛性は在来柱の 2.8~3.0 倍である。 3.3 柱の応力と腰板のざ屈強さ 第8 図に水平荷重による柱骨組の応力測定値の一例を示す。自由 部の測定値は計算値とよく一致しており,筋違柱では計算で予期さ れたとおりの応力の一様化が得られ,在来柱の最大応力のほぼ半分 に低下している。ただ筋違柱構造では柱中央(試験片では柱先端)に 第9図は柱結合部の外板の,水平荷重による応力測定値を示す。 筋違柱では主応力,せん断応力ともに在来柱よりきわめて小さく, 柱外板のせん断ざ屈に対して有利である。また筋違柱外板隅の最大 主応力方向は柱骨組の方向に沿っており,その値も骨組応力にほぼ 等しいことから,外板の一部が柱骨組に協力して軸力を負担してい ることがわかる。

垂直荷重による外板面外への変位をダイアルゲージで測定し、 δ^2 法⁽⁶⁾によって腰板のせん断ざ屈限度を求めると、 0.8 mm 外板の場 合第3表のようになる。点加熱急冷によるひずみ取りによって外板 に与えた予張力を板の固有振動数測定から算出した結果⁽⁷⁾は、第3 表に併記したように、両構造で同程度であるから、筋違柱構造は在 来構造よりもざ屈強さにおいてもすぐれていることがわかる。

4. 試作鋼体の構造と強度計算

4.1 構造の概要

日本国有鉄道東海道新幹線用量産形旅客電車車体の設計資料をう るための試作車の製作に当たり,各種機器類の重量が重いので,出 来るだけ鋼体を軽量化するということで,筋違柱を採用した電源電 動車を試作する機会を得た。以下では本方式の鋼体を M_D 車,在来 柱を用いた標準形中間電動車をM車とよぶ。これら試作車の構造の 詳細は他の報告⁽⁸⁾にゆずり,以下簡単に述べる。

Mb 車鋼体の構造を 第10 図, 第11 図 に, M 車の構造を第12 図 に示す。筋違柱の採用により鋼体各部の板厚を低減しうるので,外板には 1.2 mm の耐候性鋼板 (M車は 1.6 mm 普通鋼板)を用いた ほか, 側構の主縦通材はすべてM車の板厚よりも薄くしてあり,キ ーストン床板も1 mm (M車は 1.2 mm)とした。また後出の第15 図

のラーメン計算結果から,柱の曲げモーメントが比較的大きな*i* = 4~6の柱骨組の板厚は2.3 mm に,他の柱では 1.6 mm とした。以上の薄板化により鋼体重量はM車より630 kg(約8%)軽減された。 腰板が曲面をなすための工作上の制約から,筋違柱貫入部骨組は 前章の模型と異なって平行にしてあるが,柱付根幅を広くとれると いう筋違柱の特長は満足されているので差しつかえない。柱付根幅 はM車の約 2.4 倍になり,貫入部骨組はほぼ同間隔に配置されたの

違 柱 構 造について 筋 体 車 両 鋼 0



第10図 新幹線 Mp 車試作鋼体の構造



第4表 M_D 車 部 材 剛 度

パネル番号	上部材	下部材		材	主	
i i	\overline{K} ,10 ⁶ kg -cm	K,10 ⁶ kg -cm	節 点 番 号 <i>i</i>	Za,10 ⁻⁹ / kg-cm	Z _b ,10 ⁻⁹ / kg-cm	$K_{ m eq}$,10 ⁶ kg -cm
1	18.8	14.9	1		antes a	2.3
2	87.5	529.2	2, 3, 7	2.46	2.66	40.7
$3 \sim 7$	91.2	551.5	$4 \sim 6$	2.16	2.36	47.7



第14図 上・下部材の有効断面形状

-メン計算を行なうにあたり,次の仮定をおいた。

有効断面に含めた。 (1) 鋼体構造は長さの中央に対して前後非対称であるが,計 上下部材有効断面を第14図に、その剛度を第4表に示す。同 算を簡単にするために 第13図の節点 i =7,8の中央位置で前 後対称とみなし、その後位側半分を扱う。 (2) 荷重は床面上 33 t 等分布を下節点に作用する 第13 図の ような集中荷重で置き替える。 計算を行なった。 (3) 下屋根板の曲面部がないので、中けたは縦強度部材とし 4.2.2 計算結果 て効果がないと考えられ,上部材の有効断面は安全側をとって 幕部のみと仮定した。またキーストン板は幅の2/3を下部材の

— 13 —



表中の柱剛度は(6)式より算出された有効剛度 Keg である。以上 のラーメンについてまず重ねばり法(9)によって節点角の近似値を 求め、これを初値としてたわみ角分配法(10)を適用してラーメン 部材力および垂直変位に関するラーメン計算結果を第15図に 示す。上下部材の応力の算出に当ってはそれぞれの断面全体の断面係数を用いた。応力の値は次章に測定値と対比してその都度示す。また相当曲げ剛性 *EI*_{eq} および等分 布重量 w なるときの曲げ 固有振動数 *f*_B は次式で求められ,**第5表**に示すようになる。

5	第5 表	尚	IJ	性	比	較		
西				M	l _D	車	M	車(11)
火		Ц		計算值	測定值	荷重又は 重量(t)	測定值	荷重又は 重量(t)
側梁最大たわみ	mm			5.9	6.1	33	6.5	31.2
相当曲げ剛性	10 ¹⁴ k	g-m	m	2,25	2.2		1.9	Street of
相当ねじり剛性	10 ¹² k	kg−m	m		52.3		40.0	
曲げ固有振動数 c/s	無	負	荷	11.9	10.8	9.2	11.4	8.6
四门四有孤勤汉 673	積		車	5.53	5.24	42.2	推定 5.3	39.8
ねじり固有振動数 c/s	無	負	荷		5.36	9.2	4.7	8.6



ここに、 w_1 : 床面上等分布荷重 δ : w_1 による鋼体中央のたわみ ξ : 張出比= l_2/l_1 $k = \left(\frac{\pi}{2}\right)^2 \frac{g}{384} \frac{5-6\xi^2}{1+\frac{\pi^2}{2}\xi^3}$

5. 試作鋼体の荷重試験

5.1 試験結果の概要

試作鋼体について行なった各種試験の方法と結果の詳細は別報⁽⁸⁾ にゆずり、ここでは筋違柱構造に関係のある項目の概略を述べる。

5.1.1 垂直荷重試験

床上33t等分布荷重による側ばり,中ばりの垂直変位測定値 (左右の平均値で示す)を側ばりのまくらばり中心位置を基準にし て第16図に示す。同図に実線で記入した側ばり変位の計算値は 測定値にかなりよく一致していることがわかる。

鋼体各部の応力測定値のうち10 kg/mm²以上の個 所は第17図のとおりで、すべて柱の窓縁外面であ る。内面の応力はきわめて小さいので、薄板の局部的 な曲げが生じたものといえる。しかし走行中の上下加 速度を 0.2g 程度としても、図示の応力から換算した 応力振幅はきわめて小さく、実用上なんら差しつかえ ない。鋼体中央断面の応力分布を第18図に断面の輪 郭を基線として表わした。実線は前章のラーメン計算 結果であって、測定側とよく合う。外板、キーストン 板ともに応力は直線分布をなし、薄板にもかかわらず 部材力を有効に負担していることがわかる。屋根につ いては、中けたは圧縮荷重を受け持つが、中けた間の下屋根板は 強度部材として寄与しない。

第16図 垂直荷重および捩り荷重による側梁中梁の変形







5.1.2 ねじり荷重試験

前位まくらばりで固定し,後位車端にねじりモーメント最大 6t-mを加えたときの,3kg/mm²以上の個所を第17図に() で示す。後位出入口隅の応力が大きいが,走行中にねじり荷重が 作用するのはまくらばり間であるから実用上問題はない。

ねじれ角の長手方向分布は 第 16 図 に併記したとおりで,出入 ロのないまくらばり間はほぼ直線的である。第5表に直線部分の θから算出した相当ねじり剛性 GJeq を示した。ただし

ここに, T: 負荷モーメント

θ: 長手方向単位長さ当りねじれ角

5.1.3 固有振動数測定

鋼体無負荷時(自重 9.2 t)および積車状態(床上 33 t 等分布)に おいて鋼体中央部に上下方向加振を,また車端にねじりの自由振 動を与えて,それぞれ最低次の曲げおよびねじり振動数を求め た。これらの値を第5表に併記した。曲げ固有振動数は(27)式か ら求めた計算値にほぼ近い。

5.2 筋違柱の応力

垂直荷重試験における第17図ア部の筋違柱の応力測定値を第19



第18図 鋼体中央断面の応力分布

図に示す。同図の値はすべて骨組または外板の表裏両面の平均値で 示してある。イーオ4断面の応力分布は外板縁(窓縁)から内方へ 減少するが,骨組より内部の外板も荷重を負担しており,協力幅 をもつことを示している。第19図中央に柱骨組軸方向に沿った外 板縁応力の分布を示す。図中の実線は第15図の柱モーメントを用 いてはりの計算により求めた縁応力で,全般的に測定値はこれより



小さいが、分布曲線の形は類似する。最大応力は柱中央付近の曲縁



第21図 剛比と鋼体中央たわみとの関係

第6表 剛比および鋼体のたわみ

車	種	α	β	ν	ν/K ,10 ⁻⁸ kg-cm
MD	車	0.17	0.12	7.0	1.28
М	車	0.08	0.087	21.6	1.45

によって検討し,次の結果を得た。

(1) 貫入部をもつ部材の有効剛度をせん断流理論を用いて算出

端にあるが,一様分布に近づいており,在来柱の応力分布と著しい 相違がある。

骨組が交さする柱中央では力の流れの不連続による二次応力が生 ずるおそれがあるため,三角形の当板で補強してある。当板端部の 応力は図示のように ±4 kg/mm² 前後であるから,このような補強 構造で問題のないことがわかる。

5.3 在来構造鋼体との比較

本鋼体の曲げ,ねじり剛性を在来構造の M 車⁽¹¹⁾のそれと比較す ると第5表のようになり,軽量化されているにもかかわらず M_D車 の剛性の方が大きいことがわかる。その理由を簡単に検討しよう。 部材剛度が鋼体の長さ方向に一様で第20図の平行弦ラーメンが

各下節点に一様な荷重Pをうけるときの中央のたわみ δ は

で表わされ, νは α, β, ξに関する無次元数である⁽¹⁾。ここに

剛比 $\alpha = \frac{\overline{K}}{K}$, $\beta = \frac{K'}{K}$, 張出比 $\xi = \frac{l_2}{l_1}$

 $\xi=0.44$ なるときの $\nu \geq \alpha$, $\beta \geq 0$ 関係をラーメン計算によって求め ると第21 図のようになる。M車のまくらばり間の部材剛度を 4.2.1 の有効断面の仮定および(6)式の有効剛度によって求めると, α , β は第6表のようになる。M_D車, M車について第21 図から ν , ν/K が同表に併記するように得られる。したがって, M車に 'をつけて 表わせば, (29)式から $(\delta/\delta')_{cul}=0.88 \geq cao$ 。一方第5表の測定結 果から $(\delta/\delta')_{exp}=0.89$ であるから,計算値と一致する。このことか ら,上のような簡単なモデルを用いた計算によって剛性の比率を推 定しうること,および M_D車において部材の薄板化による剛性低下 を筋違柱が補っていることがわかる。 する方法を示し、これが実験結果をほぼ満足することを確かめた。 (2) 部材の剛性を増すためには結合端の幅を広くとることが有 利である。筋違柱の曲げ剛性が在来柱より大きい根拠は、窓面積 を減少させることなく結合端の幅を広くとりうる点にある。 (3) 筋違柱の応力が一様分布に近いことによって部材の有効利

(3) 励運性の応力が一様力和に近いことによって部初の有効利用が得られ、かつ最大応力は在来柱よりも低下する。柱外板のせん断応力はきわめて小さいのでせん断ざ屈に対する補強は必要ない。

(4) 筋違柱構造を採用した試作鋼体は,部材の薄板化によって 在来構造鋼体よりも軽量化されているにもかかわらず,曲げ剛 性,ねじり剛性ともにすぐれていることを確認した。これは薄板 化による剛性低下を筋違柱によって補っているためである。

終わりに,筋違柱を実車に採用してその強度を確認する機会を与 えられた国鉄当局に深甚なる謝意を表する。また試作鋼体の荷重試 験は国鉄鉄道技術研究所車両構造研究室と日立製作所笠戸工場との 協力によって行なわれたもので,関係各位に深謝する。なお,本研 究は側構に斜部材を用いるという日立製作所馬場博士のご示唆によ るものであり,また,笠戸工場伊藤吉保,今村実両氏には本研究の 実施にあたって終始ご助力をいただいた。ここに厚くお礼申し上げ る。

参考文献

- (1) 飯島: 日立評論 40, 1204 (昭 33-10)
- (2) 飯島: 日立評論 42, 1185 (昭 35-11)
- (3) L. C. Maugh: Statically Inteterminate Structures., 293 (1946)
- (4) 山崎: 土木学会誌 36 (昭26-9)
- (5) P. Kuhn: Stresses in Aircraft and Shell Structures., 101, (1956, McGraw-Hill)
- (6) 長柱研究委員会: 弾性安定要覧 59 (昭26, コロナ社)

M_D車のねじり剛性がM車よりも著しく高い理由は,屋根板およ びキーストン板よりもその面内せん断剛性の低い側構が鋼体のねじ り剛性に大きな影響を与え,曲げ剛性の高い筋違柱の効果が現われ たためにほかならない。

(7) 飯島,伊藤: 日本機械学会講演前刷集,No.2,283(昭34-4)
(8) 斎藤,中丸: 日立評論 45,429(昭38-3)
(9) 飯島,永弘,伊藤: 日本機械学会第34期通常総会講演会前刷(第3室)61(昭32-4)
(10) 鷹部屋: 土木学会誌 21,1(昭10-1)
(11) 鉄道技研: 鉄道技術研究所速報,No.62-100(昭37-4)

鋼体の強度における筋違柱の効果を,部分模型および実車の実験

6. 結

言

— 15 —