

# [2040] U形桁の側壁の桁剛性・耐力への寄与に関する実験的研究

正会員 ○村田信之 (鉄道総合技術研究所)

正会員 石橋忠良 (JR東日本)

正会員 吉野伸一 (JR北海道)

## 1. まえがき

現在、一般のコンクリート桁の設計において、防音壁等の側壁高欄 (以下側壁という) は、桁本体と一体に造られている場合でも荷重としてのみ考慮されており、桁の剛性・耐力の計算には評価されていないが、これら进行评估することにより合理的な桁の設計・施工が可能になると考えられる。

そこで、側壁を桁本体の一部とみなしたU形桁の側壁が桁剛性・耐力に与える影響を定量的に把握するため供試体で載荷試験を行ったので以下に報告する。

## 2. 実験概要

### 2-1 供試体

供試体形状を図-1に、供試体諸元を表-1に示す。使用した鉄筋は異形鉄筋で、材質S D35である。主鉄筋は径D10~13mmを使用し、スターラップに用いた鉄筋は径D6~10mmで7.5cm~15cmの

表-1 供試体諸元および実験結果

供試体 No.	断面 形状 b * h l/l	スパン L(m)	支点からの 載荷点距離	目地	主鉄筋	ビーム発生 荷重(t)	破壊荷重 (t)		側壁の 有効性	Pu Puc	備 考			
							実験値Pu	計算値Puc						
1	無	300*200	6	4.0	168	cm	-	7-D10	1.1	3.6	3.0	無効	1.2	曲げ破壊
											2.9	無効	3.9	
2	有	300*200	6	4.0	168	無	7-D10	4.3	11.1	19.0	有効	0.6	目地部圧壊	
														2.9
3	有	300*200	6	4.0	168	有	7-D10	1.5	10.3	18.6	有効	0.6	Cタイプ	
														8.5
4	有	300*200	6	2.0	68	無	7-D10	7.3	17.7	47.4	有効	0.4	Cタイプ	
														2.6
5	有	300*200	6	6.0	268	無	7-D13	3.3	13.8	15.4	有効	0.9	曲げ破壊 (側壁部圧壊)	
														3.2
6	有	300*200	6	4.0	168	有	7-D10	1.1	9.1	20.2	有効	0.5	目地部圧壊	
														3.0
7	有	300*200	6	4.0	168	無	7-D10	3.1	13.6	20.4	有効	0.7	Cタイプ	
														2.8
8	有	300*200	6	6.0	268	無	7-D13	2.1	13.7	15.0	有効	0.9	曲げ破壊 (側壁部圧壊)	
														4.5
9	無	300*250	6	4.0	168	-	7-D10	0.5	5.0	4.1	無効	3.7	曲げ破壊	
														19.7
10	有	300*250	6	4.0	168	無	7-D10	3.9	15.2	4.1	無効	3.9	Cタイプ	
														16.7
11	有	300*250	6	6.0	268	無	7-D13	1.7	16.0	6.2	無効	1.2	曲げ破壊 (側壁部圧壊)	
														5.7
12	無	300*320	6	4.0	168	-	7-D10	1.5	7.2	22.7	有効	0.7	Cタイプ	
														5.9
13	有	300*320	6	4.0	168	無	7-D10	5.1	15.7	18.1	有効	0.9	曲げ破壊 (側壁部圧壊)	
														3.4
14	有	2主桁 150*200	3	4.0	168	無	8-D10	4.5	13.7	22.6	有効	0.6	Cタイプ	
														3.3
16	有	300*200 2主桁	9	4.0	168	無	7-D10	2.3	12.3	22.2	有効	0.6	Cタイプ	
														11.9
17	有	250*375 2主桁	0	7.2	328	無	16-D13	9.4	34.0	30.0	有効	1.1	曲げ破壊 (側壁部圧壊)	
														8.9
18	有	200*350 2主桁	0	5.9	263	無	10-D13	9.2	31.6	25.8	有効	1.2	曲げ破壊 (側壁部圧壊)	
														7.7
19	有	150*350 2主桁	0	4.7	203	無	6-D13	7.4	25.8	23.4	有効	1.1	曲げ破壊 (側壁部圧壊)	
														1.6
20	有	300*150	6	6.0	268	無	7-D13	3.0	13.2	13.3	有効	1.0	曲げ破壊 (側壁部圧壊)	
														15.9
21	有	300*320	6	2.0	68	無	7-D10	9.4	36.7	51.1(35.2)	有効	0.7(1.0)	押抜きせん断破壊	
22	下路	50*525	-	2.7	103	無	11-D6	5.3	16.3	14.5	有効	1.1	曲げ破壊 (側壁部圧壊)A	
23	下路	50*525	-	1.7	53	無	11-D6	6.7	25.6	28.5(27.0)	有効	0.9(0.9)	押抜きせん断破壊 B	

( )内は押抜きせん断耐力の計算値を示す

間隔に配置した。また、用いたコンクリートの示方配合を表-2に、RCばりの載荷時におけるコンクリートの力学的性質を表-3に示す。実験の着目要因としては、はりの断面を同一としてスパンを変化させた場合、主桁部分の剛性の変化(断面の変化)、張り出しスラブの長さ(1)と厚さ(t)の比(1/t)の変化、および側壁部にスパンの鉛直方向に目地を設けた場合の有無である。

また、No. 17~19、22、23は、実橋の2主桁および下路桁の縮尺1/4とした供試体である。

### 2-2 載荷および測定

載荷装置を図-2に示す。載荷方法は二対称静的-方向載荷とした。加力は油圧ジャッキを用い、ロードセルにより荷重を検出した。測定項目は、たわみ、鉄筋およびコンクリートのひびき、ひびわれ状況などであり、載荷荷重を漸次増加させて静的に破壊させた。

### 3. 実験結果および考察

#### 3-1 曲げ剛性

図-3、4に荷重Pとスパン中央のたわみ $\delta$ の関係を示す。図中のNo.1以外は側壁を有した供試体で、これより、側壁による桁剛性の向上が明らかである。

図-3は、目地の有無による比較である。幅10mmの目地を設けた場合、たわみが大きくなり目地が接触するまでは曲げ剛性に対する効果がみられず、目地が接触後桁の剛性が増している。

図-4は、側壁高さ、側壁厚さおよびスラブ厚を一定とし、張り出し長さ(1)と張り出しスラブ厚さ(t)の比(1/t)を3~9と変化させた場合の荷重-変位図である。側壁を含めて全断面有効とした断面二次モーメントが同一の場合、1/tが小さい程、桁の剛性が大きく側壁が有効に働いていることが明らかである。

また、図-5に1/tによる曲げ剛性の変化を定量的に表すため、側壁を含め全断面有効として求めた断面二次モーメントを用いて曲げ剛性を計算した計算値と実験値の比を示す。

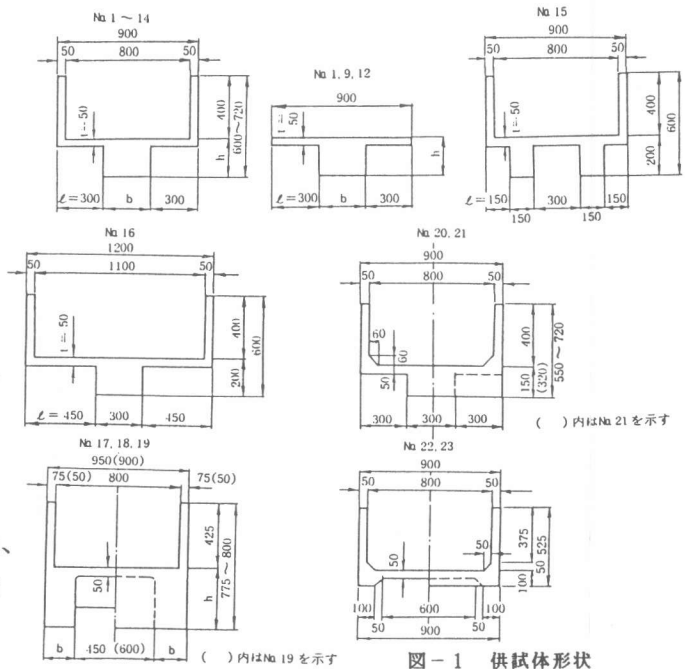


図-1 供試体形状

表-2 コンクリートの示方配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スラブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	粗骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
20	8 ± 2.5	4 ± 1	58.0	45.5	162	279	854	1092	3.10

表-3 コンクリートの力学的性質

供試体 No.	圧縮強度 載荷時 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 × 10 <sup>5</sup> (kgf/cm <sup>2</sup> )	圧縮強度 材令28日 (kgf/cm <sup>2</sup> )
1	294	2.90	373
2	322	2.94	372
3	310	2.94	369
4	303	2.94	371
5	346	2.97	379
6	257	2.31	303
7	222	2.11	275
8	236	2.29	322
9	244	2.35	317
10	200	1.96	271
11	253	2.49	310
12	286	2.25	311
13	251	2.05	275
14	243	2.19	274
15	293	2.64	346
16	286	2.25	311
17	322	2.84	364
18	302	2.76	339
19	347	2.97	371
20	330	2.92	372
21	344	2.99	386
22	358	3.02	394
23	344	2.99	386

図-6に  $IW / IA$  を一定とした場合の各スパンごとの側壁の効果を、実験から求めた  $I$  の  $IW$  に対する比で示す。

ここに、

$IA$ 、 $IW$  ; 側壁を無効とした場合と有効とした場合の断面二次モーメント (全断面有効)

$I$  ; 実験値による断面二次モーメント (初期剛性より求めた値)

$L$  ; スパン (m)

である。側壁を有する桁は、断面が同一の場合スパンが長くなるほど、側壁を有効として計算した剛性に近似する。

図-7は、主桁部分のみ断面を増減して、 $IW / IA$  を変化させた場合の比較を示す。 $IW / IA$  が小さくなる程、桁の剛性が側壁を有効として計算した剛性に近づくことが分かる。

これまでの実験結果より、桁の曲げ剛性に対する側壁の寄与の程度は、スパン  $L$ 、側壁を有効とした断面二次モーメントと側壁を無視した断面二次モーメントの比  $IW / IA$ 、張り出しスラブの張り出し長さ  $a$  と厚さ  $t$  の比  $a/t$  に影響を受けることが確認された。

そこで、断面二次モーメントの比  $IW / IA$ 、スパン  $L$ 、桁高  $h$  等の影響を考慮して剛性の検討を行った。

図-8に、 $\phi = (IW / IA) \times (h / L)$  と側壁を含め全断面有効として求めた断面二次モーメントを用いて求めた曲げ剛性 (計算値) と実験値の関係を示す。

これにより、桁の剛性は、 $\phi = (IW / IA) \times (h / L)$  の値が小さい程側壁の効果が大きく、 $\phi$  が大きい程側壁の効果が小さいことがわかる。なお、実用の桁の範囲は  $0.2 \leq \phi \leq 0.5$  の範囲と考えられる。

以上の結果より、側壁を有したはりの曲げ剛性は、側壁を含めて全断面有効として求めた断面二次モーメント  $IW$  を用いて計算した曲げ剛性 ( $K = EIW$ ) に下式に示す低減係数  $\alpha$ 、 $\beta$  を乗じて得られる値としてよいと思われる。

$$\phi = (IW / IA) \times (h / L) \quad \dots\dots(1)$$

$$\alpha = 1.15 - 1.03 \cdot \phi \quad (\alpha \leq 1.0) \quad \dots\dots(2)$$

$$\beta = 0.930 + 0.110 (1/t) - 0.016 (1/t)^2 \quad \dots\dots(3)$$

式(2)の  $\alpha$  の値は、実験体数の多かった  $1/t = 6$

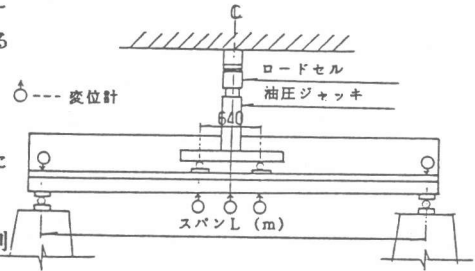


図-2 荷重装置

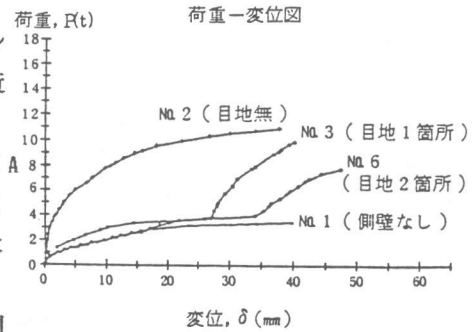


図-3 目地による影響

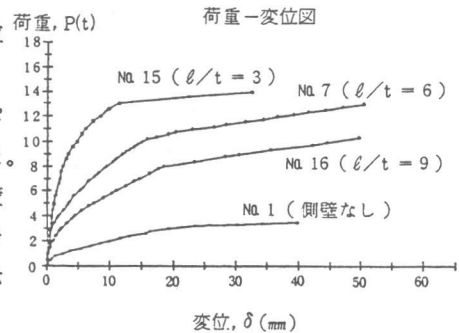


図-4  $1/t$  の比較 (スパン4.0m)

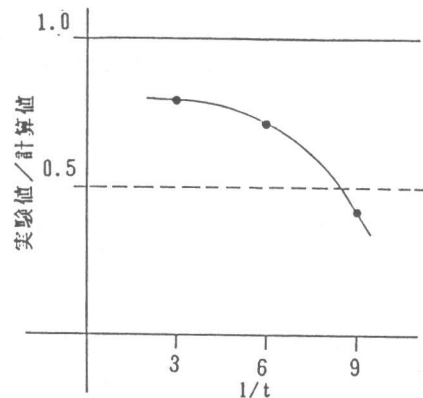


図-5  $1/t$  による曲げ剛性の変化

の場合の曲げ剛性 ( $K = E I W$ ) に対する低減を表したものであり、(3) 式の  $\beta$  は張り出し部の影響による補正を行うものである。 $\beta$  の適用範囲は  $3 \leq l/t \leq 9$  で  $l/t = 3$  以下の場合は  $l/t = 3$  の値を用いるものとする。なお、 $\alpha \times \beta$  の値が 1.0 以上の場合は 1.0 とする。

以上、全断面有効として計算した曲げ剛性  $K = E I W$  に式(2)、(3) より求めた  $\alpha$ 、 $\beta$  の係数を乗じて得られた値を曲げ剛性  $K$  とすることにより、実用の桁の範囲で、側壁を考慮しない場合の 2.5~4.0 倍の曲げ剛性になる。

図-9 に、スパン中央のひずみ分布の例を示す。中立軸は、引張側にひびわれが発生するまで、ほとんど移動しないが、荷重の増加にしたがって上に移動することがわかる。

### 3-2 破壊性状

図-10 に終局時の代表的なひびわれ図を示す。破壊パターンは 3 タイプに分類できる。A のタイプは側壁が有効に働き主ばりと側壁がほぼ一体に変形し曲げ破壊したもので、はりの鉄筋の降伏後、側壁部が圧壊して終局状態となった。B のタイプは曲げ耐力に比べ押抜きせん断耐力が小さいため、支点および側壁に支えられたはり、スラブが押し抜かれる様にせん断破壊した。このタイプの破壊はスパンの短い桁や下路桁にみられる。また、スパンの短いはり ( $L = 2.0$  m、NO. 4) で側壁下端にハンチ、端横ばり等を設けない場合は、側壁が外側に変形し、側壁が有効に働かないことがわかった。

C のタイプは載荷初期の段階では、主ばりと側壁が一体となって変形していくが荷重が大きくなって破壊荷重に近づくにつれて側壁から鉄筋が引き抜けて、側壁部はほとんど変形せず、主ばりのみが大きく変形して、主ばり部分が曲げ破壊した。これは、供試体の側壁部の寸法が小さかったため鉄筋を D10mm シングル配置したことと鉄筋の定着が十分でなかったためと思われる。

A タイプのように側壁と主ばりが一体となって変形する構造は、側壁部の鉄筋に D6mm をダブルに配置し鉄筋の定着を十分にとった供試体とスパンが比較的長く、荷重の小さい領域で曲げ破壊した供試体である。

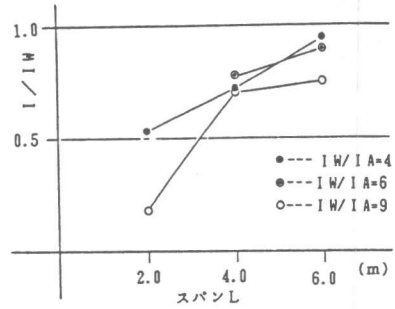


図-6 スパンの違いによる側壁の効果

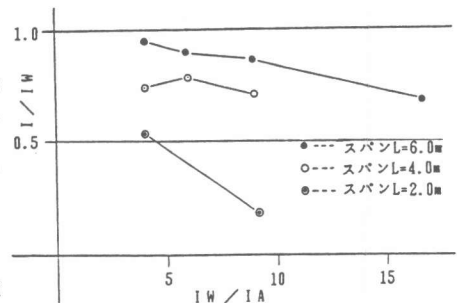


図-7 主桁剛性の変化と側壁の効果

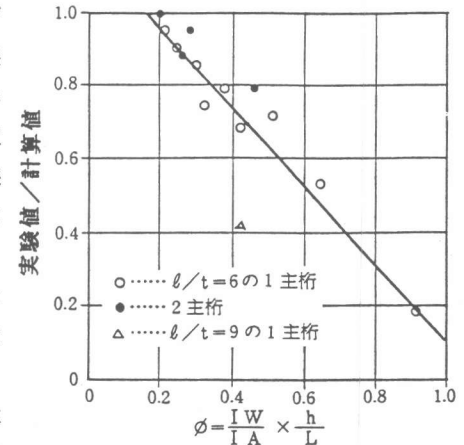


図-8  $\phi$  と側壁の有効性

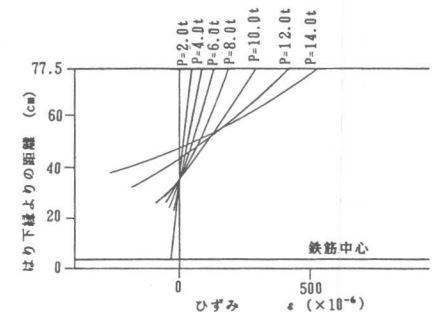


図-9 ひずみ分布の例 (No.18)

また、側壁部に目地を有する供試体は、いずれもはりの鉄筋の降伏後、目地部コンクリートが接触して側壁が圧壊した。

以上、破壊性状からみると側壁下端のハンチ、および端横ばりは、側壁の外側への変形抑制や側壁とはりの一体化にかなり有効に働いていることが明かである。また、側壁の鉄筋をはり部材へ十分に定着することが重要である。

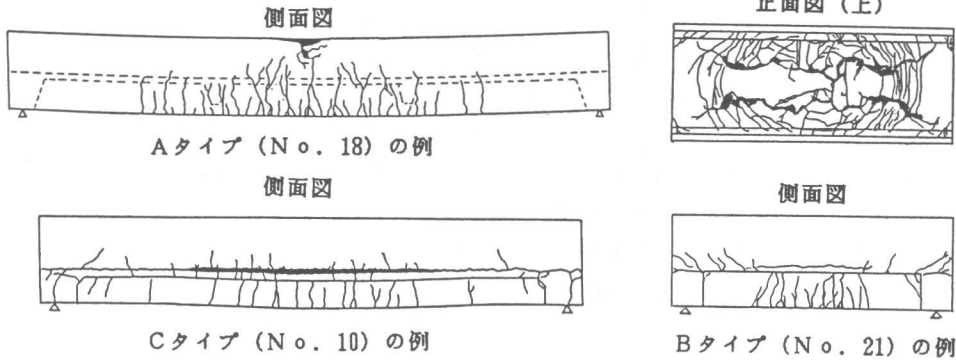
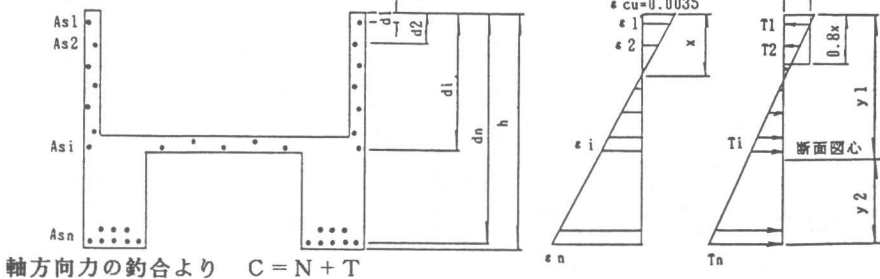


図-10 ひびわれ図

### 3-3 耐力

破壊荷重の実験値  $P_u$  と計算値  $P_{uc}$  を表-1 に示す。破壊荷重の計算値  $P_{uc}$  は、実際の鉄筋降伏強度およびコンクリート強度を用いて側壁を全断面有効として求めた曲げ破壊耐力と側壁を無視した断面で計算を行った曲げ破壊耐力である。なお、側壁およびスラブに配置した軸方向鉄筋はすべて有効として計算した。

破壊抵抗曲げモーメント  $M_u$  の算出は国鉄建造物設計標準<sup>2)</sup>を用い、破壊時におけるコンクリートの圧縮ひずみは0.0035として以下により求めた。



軸方向力の釣合より  $C = N + T$

ここに  $C$  : コンクリートの圧縮応力の合力

$$= 0.85 \sigma_{ck} \cdot 0.8x = 0.68 \sigma_{ck} b x$$

$N$  : 軸方向力 (圧縮力を+とする: この場合は  $N = 0$ )

$T$  : 鉄筋の応力の合力 (引張を+とする)

$$T = \sum_{i=1}^n T_i = \sum_{i=1}^n \frac{d_i - x}{x} \epsilon_{cu} E_s A_{s_i}$$

ただし  $\left| \frac{d_i - x}{x} \epsilon_{cu} E_s \right| > \sigma_{sy}$  の場合、 $\sigma_{sy}$  とする。

上式より  $x$  を求め、 $T_1$ 、 $T_2 \dots T_i \dots T_n$  を求めると、破壊抵抗曲げモーメント  $M_u$  は

$$M_u = C \left( y_1 - \frac{0.8x}{2} \right) + T_1 (d_1 - y_1) + T_2 (d_2 - y_1) + \dots + T_i (d_i - y_1) + \dots + T_n (d_n - y_1)$$

表-1に示したように、側壁の有無によりかなり耐力に違いがあることがわかる。図-11に、曲げ破壊したAタイプの実験値 ( $P_u$ ) と計算値 ( $P_{uc}$ ) の比を示す。側壁を曲げ耐力に考慮することにより終局荷重が側壁を無視した場合の2~5倍も向上していることが明らかである。側壁を無視した耐力に対してかなり大きな  $P_u/P_{uc}$  となっている供試体は、主桁の剛性が全体の剛性に比べかなり小さい供試体で、構造形式としては下路桁形式に近い構造となっているものである。

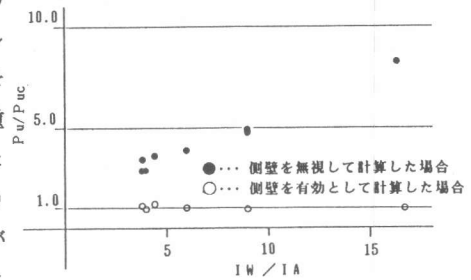


図-11  $P_u/P_{uc}$  と  $I_W/I_A$

ちなみに、実用上の桁は、側壁高欄の厚さと高さにもよるが  $I_W / I_A$  が4前後である。

曲げ耐力に関しては、側壁部の鉄筋の定着と配置を確実にし、側壁と桁を一体化すれば、終局曲げ耐力の計算は側壁を含めて全断面有効としてよいことが明らかとなった。なお、スパンの短い桁や下路形式の桁は、曲げ耐力が押抜きせん断耐力に比べ大きい場合があるので押抜きせん断耐力の検討も十分行う必要がある。

#### 4. まとめ

これまで、側壁高欄はコンクリート桁の設計において、桁本体と一体に造られている場合でも荷重としてのみ取扱ってきたが、側壁の桁剛性・耐力への寄与の程度を定量的に把握できたので側壁を設計断面に考慮することが可能になった。

なお、本実験の範囲、 $3 \leq 1/t \leq 9$ 、 $3.8 < I_W / I_A < 16.7$ 、 $0.025 < h/L < 0.16$ において以下の結果を得た。

(1) U形桁の側壁の桁剛性に対する寄与の程度は、スパン  $L$ 、側壁を有効とした断面二次モーメントと側壁を無視した断面二次モーメントの比  $I_W / I_A$ 、張り出し部の張り出し長さ  $a$  と厚さ  $t$  の比  $a/t$  に影響を受けることが確認され、曲げ剛性に対する側壁の効果は、側壁を含めて全断面有効として求めた断面二次モーメント  $I_W$  を用いて計算した曲げ剛性 ( $K = EI_W$ ) に前記の式(1)、(2)、(3)より求めた低減係数  $\alpha$ 、 $\beta$  を乗じるものとする。なお、 $\alpha \times \beta \leq 1.0$  とする。

(2) 曲げ耐力に関しては、側壁部の鉄筋の定着と配置を確実にし、側壁と桁を一体化すれば、終局曲げ耐力の計算は側壁を含めて全断面有効としてよいことが明らかとなった。なお、スパンの短い桁や下路形式の桁は、曲げ耐力が押抜きせん断耐力に比べ大きい場合があるので押抜きせん断耐力の検討も十分行う必要がある。

以上、桁剛性・曲げ耐力に側壁を考慮することにより、同一スパンとした場合、桁高、鉄筋量が少くなり、合理的・経済的な桁断面とすることができる。同一スパンの桁において側壁を含めて全断面有効として設計することにより、側壁を考慮しない設計に比較し、鉄筋、コンクリートの数量が約20%程度少なくなる。

#### (参考文献)

- 1) 石橋、吉野、村田 : 側壁による桁剛性・耐力への寄与の研究、第41回土木学会年次学術講演会概要集P.259-260、1986
- 2) 国鉄建造物設計標準：鉄筋コンクリート構造および無筋コンクリート構造、昭和58年2月