

ノックオフ型支承サイドブロックの破断特性に関する実験的研究

松村政秀¹・金田貴洋²

¹正会員 博(工) 大阪市立大学大学院工学研究科准教授（〒558-8585 大阪市住吉区杉本3-3-138）

²学生会員 大阪市立大学大学院工学研究科前期博士課程（〒558-8585 大阪市住吉区杉本3-3-138）

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、免震支承を設置し、強地震動に対する安全性の確保と、下部構造へ伝達される慣性力の低減が可能な橋梁構造物の免震化が実施されてきた。このような免震高架橋では、橋軸方向のみに免震効果を期待し、橋軸方向には可動、橋軸直角方向には、地震時の伸縮継手の損傷を防止すべく上部構造の移動を制限するジョイントプロテクターを設置し、固定とするのが一般的¹⁾であり、ジョイントプロテクターの1つに、免震支承に併設される鋼製支承サイドブロック（以下、SBという）がある。

このSBに、i)常時およびレベル1地震動に対してはジョイントプロテクターの機能、ii)レベル2地震動に対しては上部構造の橋軸直角方向への移動制限を速やかに解放するトリガー機能を付与することができれば、強地震時に、橋軸直角方向に対しても免震効果を期待することができる。このような観点から、著者らは、鋼製SB（片持ち式の鋼製柱）の根元にスリット加工を施したノックオフ型SBを考案するとともに、各種要素破断実験を実施し、破断荷重に関する設計法を提案してきた。これまでに、同一形状であれば破断荷重のはらつきは小さいこと、破断荷重の設計式は後述する標準的な形状との適合性が認められることは明らかにしてきた^{2)~5)}。また、同コンセプトの実構造への適用事例も見られる^{6)~7)}。しかし、ノックオフ型SBの破断時の変位や破断部の形状がその破断性能に及ぼす影響について未検討であった。

そこで本研究では、追加実験を実施し、画像計測結果に基づいてノックオフ型SBの破断メカニズムを検証し、ノックオフ型SBの破断荷重のはらつきが小さい要因を明らかにするとともに、水平荷重の作用位置やスリットの形状を考慮した、ノックオフ型SB

の設計式を提案している。

2. ノックオフ型SB^{2)~5)}

(1) ノックオフ型SB構造

ノックオフ型SBは、図-1に示すように、柱部とベース部からなり、ベース部直上に圧縮側からスリットを設け、断面縮小部を設けた逆T字形の鋼部材であり、取付けボルトにより免震支承に併設して固定される。水平力が作用すると、この断面縮小部にせん断応力が高まり、せん断破断する。製作材料には引張強度のばらつきが小さい溶接構造用鋼材を用い、加工が容易で加工精度の影響を受けにくいようスリット構造を採用している。SB破断後には、ベース部を取付けボルトごと取り替えることを前提としているため、破断したSBが橋下に落下しないようにチェーンなどで連結する。なお、ベース部に残留変形はほとんど生じないため、破断後のSBおよび取付けボルトの取り替えも容易である。さらに、圧縮力の作用するスリット内には摩擦力を低減するためにPTFE板を挿入する。

(2) 既往の破断荷重算定式

ノックオフ型SBの破断荷重は以下のような仮定のもとに算定する。ノックオフ型SBは、a)破断時の曲げモーメントの偶力により圧縮力を受ける面積と引張力を受け持つ面積は同じであり、b)圧縮側・引張側とも全断面降伏状態、かつ破断部のせん断応力度 τ がせん断強度 τ_0 に達した時に破断する³⁾。また、c)せん断力の一部は、スリット内の圧縮力伝達部における摩擦によって負担される。このときの水平力 H がスリット型SBの設計破断荷重 H_d であり、これらを考慮して、 $A/B \approx 4$ 、 $C/B \approx 0.6$ 、スリット率 $(A-C)/A=0.85$ を標準形状として、図-1中の記号を用いて、

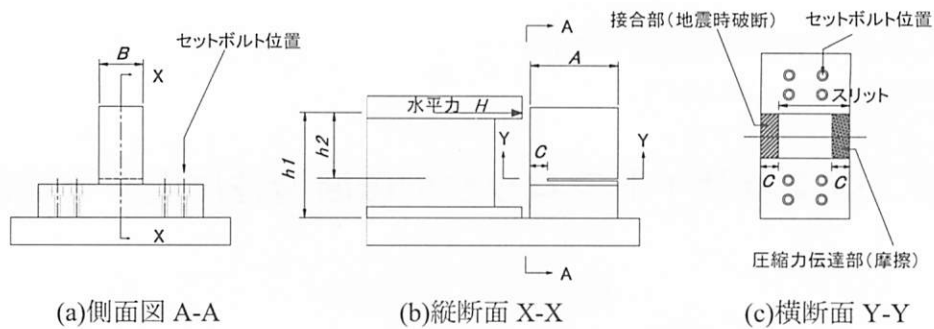


図-1 ノックオフ型 SB

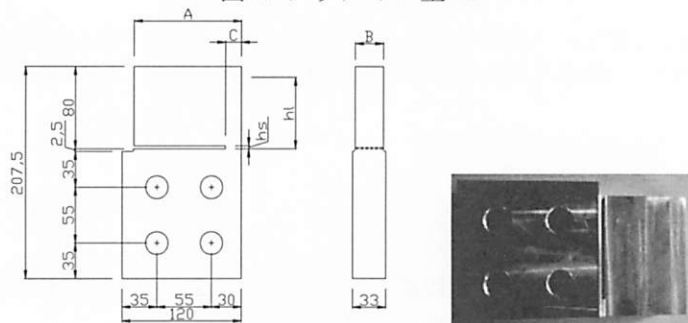


図-2 実験供試体の形状寸法

表-1 実験供試体の内訳

供試体名	スリット率 (A-C)/A (%)	橋直方向幅 A (mm)	橋軸方向幅 B (mm)	破断部幅 C (mm)	スリット 高さ h_s (mm)	載荷高さ h_l (mm)	破断荷重 H_d (kN)	H_{dr} (kN)
A-1	85	16	28	108	0.3	61.3	142.9	151.2
A-2					1.5			
A-3					3.0			
A-4					1.5	30.7	139.5	151.8
A-5					1.5	5.0	136.8	159.3

以下の式(1)および式(2)により設計する。

$$\sigma_c = \sigma_t = \frac{H \times h_l}{(A - C) \times B \times C} \leq \sigma_y \quad (1)$$

$$\tau = \frac{H \times (A - C - \mu h_l)}{B \times C \times (A - C)} \leq \tau_u \cong \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} \quad (2)$$

ここに、 σ_c ：破断時にスリット部に作用する圧縮応力度（幅Bにわたる平均値）， σ_t ：破断時に破断部に作用する引張応力度（幅Bにわたる平均値）， H ：作用水平力， h_l ：破断部から水平荷重の作用位置までの距離（以下、載荷高さという）， σ_y ：降伏点， τ ：破断時せん断応力度， τ_u ：せん断強度， σ_u ：引張強さ， μ ：スリット部の摩擦係数（=0.07）

3. 静的載荷実験

(1) 実験供試体

図-2には、供試体の形状を示す。また、表-1には実験に用いた実験供試体の内訳を示す。実験供試体は、既往の知見を参考として、標準的な構造（スリット率 $(A-C)/A=0.85$ ， $C/B \cong 0.6$ ，水平荷重の載荷高さ $h_l=61.3$ mm，スリット高さ $h_s=1.5$ mm）から、 h_l と h_s を変化させた5体である。載荷高さは標準構造（61.3mm）とその1/2倍の30.7 mm，0に近い5 mm，スリット高さは標準構造（1.5 mm）とその2倍の3.0 mm，またメタルソーによるスリット加工の最小幅と考えられる0.3 mmのそれぞれ3パターンである。また、既往研究では実構造と同様な逆T字形の供試体を用いていたが、スリット部の画像計測を行いやすくするため、本実験では板形状の供試体を用いる。なお、表-1中の設計破断荷重 H_{dr} は後述する。

(2) 載荷方法および計測項目

図-3に載荷方法および計測項目，図-4に載荷状況示す。1,000 kN万能試験機にH型の供試体設置台に

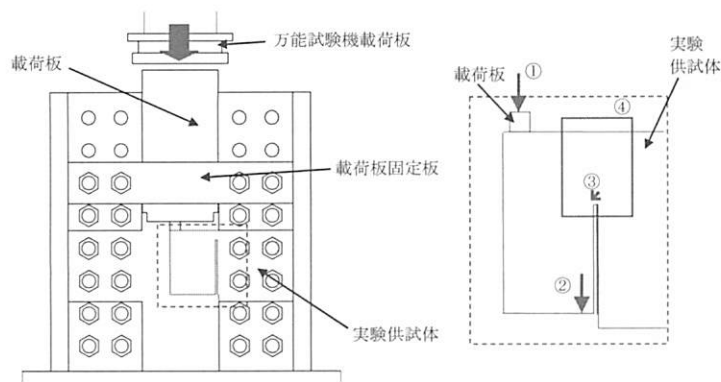


図-3 載荷方法および計測項目

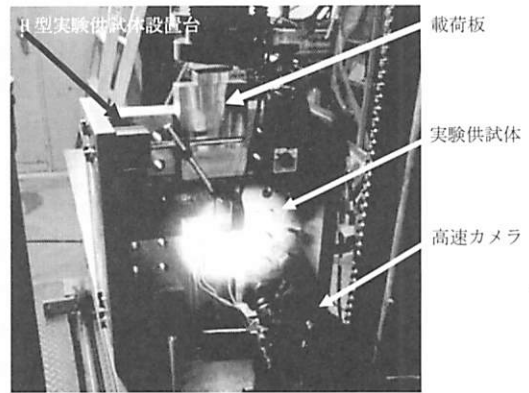


図-4 実験実施状況

表-2 鋼材の機械的性質

SM490A	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	破断強度 σ_B (N/mm ²)
JIS G3101	2.000×10^5	0.300	315 以上	490~610	—
実験結果	2.119×10^5	0.281	349.8	526.6	353.6
ミルシート値	—	—	360	530	—

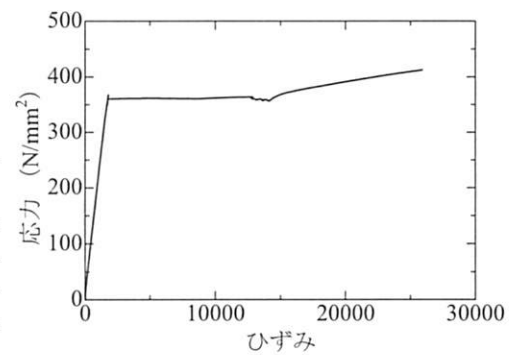


図-5 使用鋼板の機械的性質

表-3 実験結果

供試体名	スリット高さ h_s (mm)	載荷高さ h_l (mm)	破断変位 δ_u (mm)	破断荷重 H_t (kN)	設計破断荷重 H_d (H_{dr}) (kN)	破断荷重制御率 H_t/H_d (H_t/H_{dr})
A-1	0.3	61.3	4.86	151.8	142.9 (151.2)	1.06 (1.00)
A-2	1.5		7.97	150.3		1.05 (1.01)
A-3	3.0		8.96	152.3		1.07 (0.99)
A-4	1.5	30.7	5.99	155.5	139.5 (151.8)	1.09 (0.98)
A-5	1.5	5.0	4.16	160.0	136.8 (159.3)	1.17 (1.00)

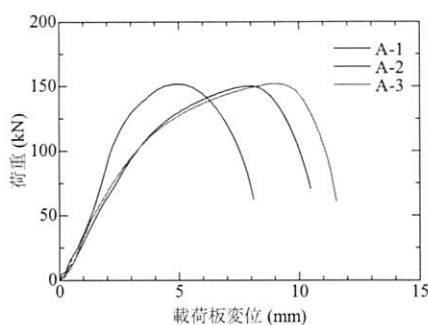


図-6 h_s による影響

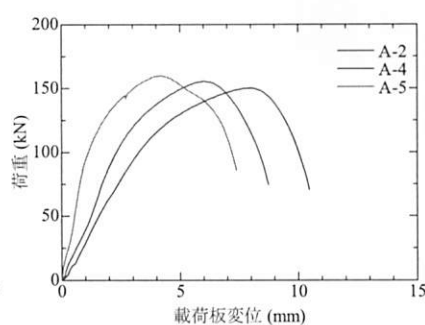


図-7 h_l による影響

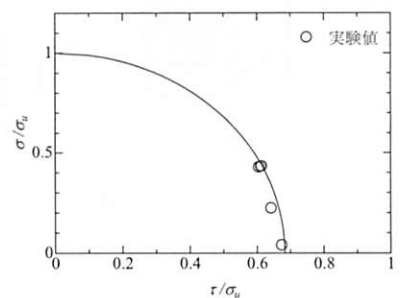


図-8 破断時の σ と τ の関係

設置し、載荷板に鉛直方向の強制変位を載荷速度が0.01~0.03 mm/sの条件で漸増させてSB供試体の破断実験を行う。また、載荷板は固定板で固定し、供試体の変形に伴う載荷軸のズレの発生防止するとともに

に、摩擦を低減させる目的で、載荷板と固定板の間にPTFE板を挿入する。

レーザー式変位計により載荷板の変位量を、高速カメラにより破断部の画像計測を測定する

(3) 材料試験

実験供試体の製作に用いた鋼材(SM490A, 板厚40mm)の機械的性質を調べるため, JIS Z2201 14号B号試験片を板厚中央部から3体削り出した。

表-2には, 使用鋼板の規格値, ミルシート値, 実験結果を示す。実験結果は引張試験片3体の平均値である。同表より, 使用鋼材のミルシート値と引張試験結果とでは, 降伏強度および引張強度ともにミルシートの値が若干大きいもののほぼ同じ値を得た。図-5に示すように, 実験に用いた鋼材は明確な降伏だなを有していることが確認できる。

(4) 実験結果

表-3に実験結果, 図-6および図-7に各実験供試体の載荷荷重と載荷位置での変位との関係を示す。ここでは, 破断荷重は最大荷重とし, 最大荷重時の変位を破断変位としている。

a) スリット高さが破断特性に及ぼす影響

供試体A-1, A-2, A-3 は, 載荷高さが一定で, スリット高さが異なる。破断荷重と設計破断荷重との比を表す破断荷重制御率は1.06であり, 供試体間のばらつきも小さいことから, スリット高さが破断荷重へ及ぼす影響は僅少といえる。破断変位は, スリット高さが大きいと増加する傾向が認められ,

これは, スリット高さにより破断時までのスリットの変形量が異なるためであり, 詳細は次節で述べる。

b) 載荷位置が破断特性に及ぼす影響

供試体A-2, A-4, A-5はスリット高さが一定で, 載荷高さが異なる。破断荷重は載荷高さが低いと大きくなる傾向が認められる。水平荷重の作用位置と破断部の位置が近い場合には, 破断荷重制御率も同様の傾向を示し, 例えば, A-5では1.17と高い値を示している。これは, 載荷高さを低いと曲げにより破断部に作用する引張応力が減少することから, 破断荷重が大きくなると考えられる。破断変位は, 載荷高さを低いと減少する傾向にあり, 載荷高さが低い場合には, SB柱部の曲げ変形が小さくなるためであり, 詳細は次節で述べる。

c) 破断時における σ と τ の関係

破断部に作用する引張応力が破断荷重へ及ぼす影響が認められたことから, 破断部に発生する引張応力とせん断応力の関係に着目する。図-8には実験結果と文献8)に示される式(3)とをプロットしている。式(3)は, 軸方向引張力とせん断力が同時に働く丸鋼の終局強度に関する引張応力とせん断応力の相関関係式である。ここで, 実験結果に基づく σ および τ は実験から得た破断荷重 H を式(1), 式(2)に代入し算出する。 σ_u は材料試験により得た引張強度である。 τ_u

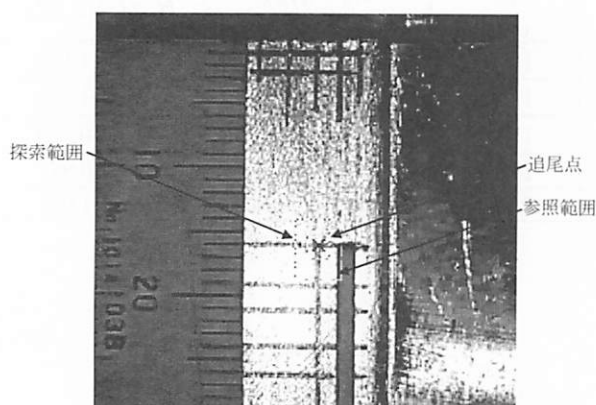


図-9 画像計測方法

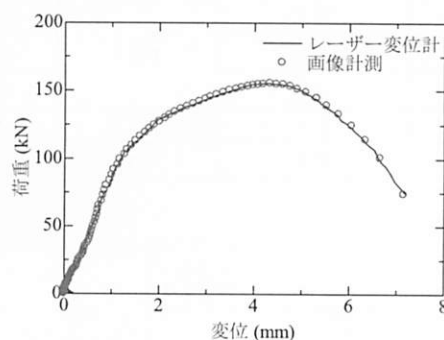


図-10 レーザー変位計と画像計測による変位

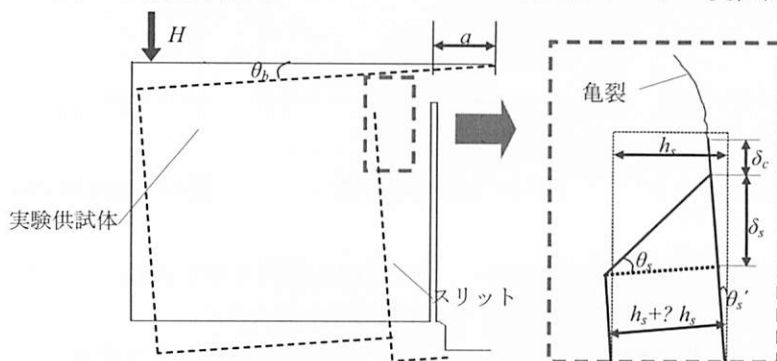
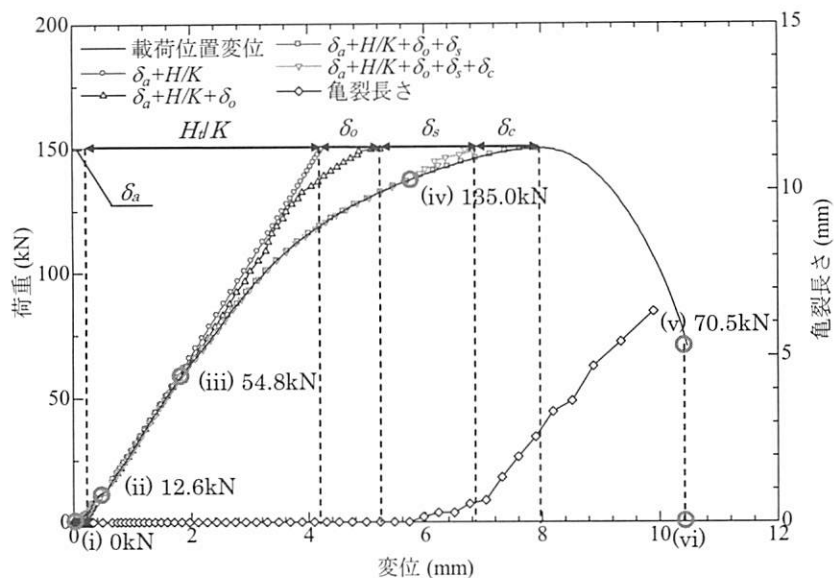
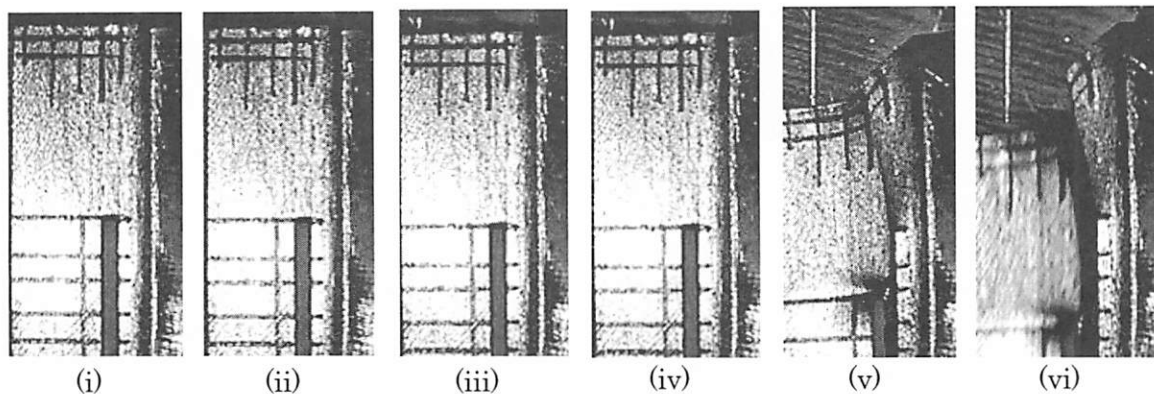


図-11 画像計測による変形量の算定



(a)荷重-変位関係



(b)破断部の変形過程

図-12 画像計測による変形量の算定の一例 (A-2)

表-4 変位量に関する算定結果

試験体名	δ_a (mm)	K (kN/mm)	H/K (mm)	θ (°)	δ_s (mm)	δ_z (mm)	δ_o (mm)	δ_u (mm)
A-1	0.48	59.3	2.56	-	0.77	0.92	0.13	4.86
A-2	0.20	37.1	4.05	45.8	1.77	1.17	0.78	7.98
A-3	0.19	39.3	3.88	38.1	2.65	1.24	0.91	8.87
A-4	0.22	52.3	2.97	47.3	1.84	0.95	0.01	5.99
A-5	0.13	120.0	1.33	43.0	1.59	0.87	0.24	4.16

は、文献9)における、引張強度が異なる丸鋼のせん断実験の結果に基づく終局せん断強度の評価式(式(4))より算出する。同図に示すように、本実験においても、破断時の引張応力とせん断応力関係も式(3)と同様な相関が認められることから、载荷高さが低い場合には、水平荷重による曲げモーメントの偶力として破断部へ作用する引張応力が減少するため、終局せん断応力および破断荷重が大きくなることが

わかる。式(4)により算定した τ_u を用いて算出した設計破断荷重を H_{dr} とする。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_u}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_u}\right)^2 = 1 \quad (3)$$

$$\tau_u = (0.747 - 1.22 \times 10^{-4} \times \sigma_u) \times \sigma_u \quad (4)$$

ここに、 σ : 引張応力度、 τ : せん断応力度、 τ_u : 終

局せん断強度， σ_u ：引張強さ

(5) 画像計測による破断過程の解明

a) 画像計測

ノックオフ型SBの破断性能，とりわけ破断時の変位の決定に，スリット部の変形が重要であり，スリット部の画像計測データに基づいて，その破断メカニズムを明らかにする．具体的には，実験時に撮影したスリット部の撮影画像に基づいて，変位量，変形角度，割れの進展等を解析することで，スリット部の変形過程を明らかにする．ここで，画像計測により算定する変位量とレーザー変位計による計測結果を比較すると，図-10のとおりである．载荷の初期段階では，治具の遊び等のため差違が見られるが，0.6 mm以降で誤差が±5%程度であり，両者は良好に一致していることが確認できる．

b) 破断に至る変形過程

画像計測によりスリット部の変形量，亀裂長さ等の計測した．図-11にスリット部の詳細，図-12に供試体A-2を例に，画像計測により得られた各部の変位量に基づいて，荷重-変位関係と破断部の変形過程を示す．まず，作用荷重の増加に伴い，(ii)に至るまでにスリットの閉口が完了する．スリットの最大閉口量は 0.3° であり，(ii)以降は，図-1に示したように，圧縮力はスリット内で，引張力は破断部で受け持つ応力状態に移行したと考えられる．また(ii)から(iii)に至るまで剛性が一定(37.1 kN/mm)である．曲

線②は，载荷位置変位から，破断部の変形を差し引いたSBの変位であり，60 kN以上でも，初期勾配を最大荷重まで延ばした直線①と近似している．破断部に貼付した3軸ひずみゲージによると (iii)54.8 kNで降伏に至り，それ以降でスリットのせん断変形が顕著に現われることがわかる．さらに(iv)135 kNに達すると，スリットの基部側角部から亀裂が現われ始め，载荷位置の変位には，亀裂による変位量も加算され始める．その後，最大荷重付近から割れが顕著に進展し，破断に至る．

c) 破断に至る変形量の算定

表-4に画像計測により算定した破断変位を各部の変位，角度ごとに分解した数値を示す．式(5)～式(7)にそれらの関係式を示す．

$$\delta_u = \delta_a + \frac{H}{K} + \delta_s + \delta_c + \delta_o \tag{5}$$

$$K = \frac{1}{(h_l + a) \tan \theta_b} \tag{6}$$

$$\delta_s = \frac{h_s + \Delta h_s}{\cos \theta_s} \sin \left(\theta_s + \theta_s' \right) \tag{7}$$

ここに， δ_a ：実験治具等による初期遊び量， θ_b ：基部の回転量， K ：初期剛性， H ：水平荷重， θ_s ：スリットの変形角， θ_s' ：基部の回転に伴う破断部の回転量， Δh_s ：破断部の変形によるスリット高さ h_s の増加

表-5 設計算定値と実験値の比較

(a)破断荷重 (式(8)～式(10))

供試体名	破断荷重(実験値) H_t (kN)	設計破断荷重 H_{dr} (kN)	破断荷重制御率 H_t/H_{dr}
A-1	151.8	152.5	1.00
A-2	150.3		0.99
A-3	152.3		1.00
A-4	155.5	160.6	0.97
A-5	160.0	161.6	0.99

(b)破断変位 (式(11)～式(14))

供試体名	設計破断変位								実験値	破断変位 制御率 δ_u/δ_{ud}
	δ_a (mm)	θ_b (deg/kN)	H/K (mm)	θ_s (deg)	δ_s (mm)	δ_c (mm)	δ_o (mm)	δ_{ud} (mm)	δ_u (mm)	
A-1	0.5	1.6×10^{-2}	3.7	43.6	0.31	1.0	0.4	5.7	4.9	0.85
A-2	0.2		3.7		1.57			7.0	8.0	1.14
A-3	0.2		3.7		3.14			8.6	8.9	1.04
A-4	0.2		2.5		1.57			5.8	6.0	1.03
A-5	0.1		1.4		1.57			4.7	4.2	0.89

量, δ_s : スリット変形による変位量, δ_c : 亀裂発生による変位量, δ_o : 基部のせん断変形量, δ_u : 破断変位, a : スリット位置から取付ボルト設置位置までの距離(=26.3 mm)

なお, 基部の回転量 θ_b はボルト中心位置から上部が回転すると仮定し算出する。 θ_b は供試体間でほぼ同じ値であり, 載荷高さ h_1 との相関は認められない。曲線②の剛性が最大荷重付近まで一定であり, SB自体の曲げ変形よりも基部の弾性的な回転による影響に因るものと考えられる。以上から, 初期剛性 K は基部の回転による見かけの初期剛性と判断した。載荷高さ h_1 が高い場合には, この回転による影響も大きい。

スリットの変位量 δ_s は, 図-11に示したように基部側のスリット端部と載荷側のスリット端部の変位差であり, スリット高さ h_s との相関が認められる。一方, A-1はスリット高さ h_s が小さく計測不能であったが, スリットの変形角 θ_s はいずれの供試体も約 45° であり, スリット高さ h_s による影響は小さい。 θ_s' は基部の回転に伴う破断部の回転量であり δ_s の算出時に考慮する。また, Δh_s はスリット高さ h_s の増加量であり, 破断部のせん断変形により h_s が1割程増加する。亀裂発生による変位量 δ_c は, いずれも1 mm程度であり, 後述のとおり破断部幅 C との相関が認められる。基部のせん断変形量 δ_o は h_1 , h_s との関連は読み取れなかった。

以上から, 破断変位は式(5)～式(7)で表すことができ, スリット高さ h_s と載荷高さ h_1 を変化させて, 破断変位を制御できるところがわかった。

4. 破断荷重および破断変位の設計式の提案

(1) 破断荷重の算定式

式(8)～式(10)に, 破断部に発生する引張応力を考慮した片持ち梁形式のノックオフ型SBの破断荷重設計式を示す。なお, 終局せん断応力はミルシートに記載の引張強度を用いて式(4)より算出する。 β は動的な荷重作用を考慮する場合の影響で, 既往の研究より1.1である。

$$H_d = \beta \times \tau \times \frac{B \times C \times (A - C)}{(A - C - \mu h_2)} \quad (8)$$

$$\tau = \sqrt{\frac{\sigma_u^2 \times \tau_u^2}{\alpha^2 \tau_u^2 + \sigma_u^2}} \quad (9)$$

$$\alpha = \frac{h_1}{A - C - \mu h_1} \quad (10)$$

(2) 破断変位の算定式

式(11)～式(14)に破断変位の設計式を示す。なお, θ_b には実験で得られた平均値を用いている。式(13)における1.1はスリット部の変形に伴うスリット高さ h_s の増加量を, 式(14)における0.06は破断部幅 C と δ_c との相関との相関を, それぞれ考慮するための係数である。破断変位を算定する際の初期遊び量 δ_o は実験値を用いている。

$$\delta_u = \delta_o + \frac{H_d'}{K} + \delta_s + \delta_c + \delta_o \quad (11)$$

$$K = \frac{1}{(h_1 + a) \tan \theta_b} \quad (12)$$

$$\delta_s = 1.1 h_s \tan \theta_s \quad (13)$$

$$\delta_c = 0.06 C \quad (14)$$

(3) 算定式の適用性

表-5に破断時の荷重および変位に関する実験結果と設計算定値を比較して示す。破断荷重の制御率はほぼ1.0であり, 設計式により高い精度で破断荷重が算定できることが確認できる。一方, 破断変位の制御率は, 0.85～1.14の範囲に収まっているものの, 破断荷重に比べるとばらつきが大きく, 破断時変位の算定精度は高いとは言えない。

5. まとめ

本研究では, 作用する地震力レベルに応じて上部構造の移動を制限・解放できるトリガーとして, スリット型鋼製支承サイドブロックに着目し, これまで未検討であったノックオフ型SBの破断時の変位や破断部の形状がその破断性能に及ぼす影響を追加実験により明らかにした。主な結果は次のとおりである。

- 1) スリットの高さが破断荷重に及ぼす影響は認められないが, スリット高さが大きいほど破断時の水平変位が大きくなる。
- 2) 水平荷重の載荷位置と破断部の距離が異なると, 破断部の作用力, すなわち, 曲げに伴う引張力とせん断力の比率が変化するため, 載荷高さが低い場合には破断荷重が上昇し, 破断変位が減少する。
- 3) 鋼材の一軸引張強度に基づいて算定した終局せん断応力を用いて破断荷重を算定すると, 従来提案

式よりも精度高く、破断荷重を算定できる。

- 4)画像解析により破断に至る過程を観測した結果、スリットの下端を起点に割れが発生するため、破断荷重のばらつきが小さいことを明らかにするとともに、破断変位の算定式を提案した。今回提案する設計式は、実験供試体が限られている中で導いた式であり、今後さらに実験結果を蓄積し、破断変位に関する設計算定の精度を上げる必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V.耐震設計編，2002.3
- 2) 坂井田実，吉田雅彦，北田俊行，松村政秀：支承サイドブロックにおける破断特性制御構造の提案，土木学会地震工学論文集，Vol.26，2003.12
- 3) 吉田雅彦，坂井田実，松村政秀，北田俊行，森田征樹：支承サイドブロックにおける破断特性制御構造の静的破断試験，土木学会地震工学論文集，Vol.26，2003.12
- 4) 松村政秀，坂井田実，吉田雅彦，北田俊行，森田征樹，浅田直宏：免震桁橋用ロックオフ型サイドブロックの提案，鋼構造論文集，第15巻，第59号，日本鋼構造協会，pp.45-56，2008.9
- 5) 松村政秀，吉田雅彦，坂井田実，北田俊行，森田征樹：縮小模型によるスリット型サイドブロックの破断特性の検証，第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.191-196，2005.2
- 6) 杉岡弘一，間嶋信博，松下裕明，姫野岳彦，松村政秀：スリット型ロックオフ支承を用いた既設アーチ橋の耐震補強，構造工学論文集，Vol.57A，pp.467-478，2011.3
- 7) 本莊清司，横山和昭，前原直樹，田崎賢治，姫野岳彦：ロックオフ機能付き支承構造を用いた既設橋梁の耐震補強対策，構造工学論文集，Vol.55A，土木学会，pp.506-514，2009.3
- 8) 武田成悟，橋本篤秀：鋼材の引張強さとせん断強度，日本建築学会大会学術講演梗概集，2004.8
- 9) 橋本篤秀，山田文富：高力ボルトの終局せん断強度，日本建築学会構造系論文報告集，1968.10