

# 鐵筋콘크리트 보에서 切斷된 鐵筋의 效果에 관한 研究

— 實物 및 縮小模型實驗을 中心으로 —

Effect of Cutting Off Tension Bars in R/C Beams

— On the Full Scale and Model Specimens —

이 리 형\*    최 창 식\*\*    임 재 형\*\*\*

Lee, Li Hyung,    Choi, Chang Sik,    Lim, Jae Hyung

## 요 약

鐵筋 콘크리트 보의 引張鐵筋이 합리적인 위치에서 切斷(Cutoff)되지 않으면, 應力集中 및 부재의 極限強度가 저하되는 등의 문제가 발생될 수 있다.

따라서, 본 연구에서는 이러한 상황에 부합되는 실제건물을 대상으로 實物크기(Full Scale) 및 모형 實驗을 함으로써 切斷點에서 발생하는 破壞樣相과 휨 強度, 實物 試驗體와 모형 試驗體의 破壞 進展 狀況등을 比較·分析하고, 동시에 有限要素法에 의한 해석을 통하여 引張應力 分布 狀態등을 검토함으로써 보 設計時 引張鐵筋의 切斷 등에 관한 기초자료를 제공하고자 하였다.

實驗 및 解析의 결과로부터, 切斷部가 支點쪽에서 멀리 있을수록 최대내력의 감소는 물론 인장응력의 집중현상등이 나타나고 있는 바, 보부재의 설계시 인장철근의 切斷部에 대해서는 세심한 주의가 필요하리라 사료된다.

## ABSTRACT

The purpose of this paper is to study on the effect of cutting off tension bars in reinforced concrete beams, that is, the ultimate strength, the failure mode and the tension stress distribution through the span.

To achieve this purpose, a full-scale frame and seven small scale model beams(five rectangular and two T-section beams) were tested. The four main model specimens and two specimens without cutting off tension bars were analyzed as plane stress element with package program ADINA.

As a result of test and analysis, the shorter distance between the reaction point and the cutting off point, the higher the ultimate strength of a beam will be when other physical properties are equal.

### 1. 서 론

鐵筋 콘크리트조 건물에서 부재의 크기는

여러가지 應力에 의해서 결정된다. 그 중에서도 보 부재의 단면은 휨 모멘트와 剪斷力에 의해서 주로 결정되며, 最大 휨 모멘트에 의해

\* 정희원, 한양대 교수, 공학박사

\*\* 정희원, 한양대 대학원 박사과정

\*\*\* (주) 동아엔지니어링

● 1989. 9. 9 접수, 본 논문에 대한 토론을 1990. 6.

30까지 본학회에 보내주시면 1990. 9월호에 그 결과를 게재해 드립니다.

결정된 引張鐵筋은 여러개로 配筋되어야 하는데, 이때 모멘트에 대해 더 이상 저항하지 않는 부분의 引張鐵筋은 切斷(Cutoff)하거나 구부리는(Bent) 경우가 보통이다. 예를 들어 그림 1과 같이 3개의 引張鐵筋이 필요하다면 이론적으로는 실선으로 그려진 것처럼 각각 1개씩은 중앙으로부터  $l_1$ ,  $l_2$ 에서 切斷되어야 함과 동시에 점선으로 나타낸 것처럼 정착을 위해 필요한 길이만큼 연장시켜야 한다.

그러나, 鐵筋의 切斷 또는 구부림을 잘못했을 경우에는 보 부재의 極限強度가 저하되는 등 예상하지 못한 커다란 위험을 가져올 수도 있으므로 鐵筋의 切斷은 합리적인 위치에서 이루어져야 하는데, 일반적으로 이 점에 소홀하여 보에 균열이 발생되는 등 구조적인 위험성을 내포하고 있다.

따라서, 본 연구에서는 이상과 같은 상황에 부합되는 실제 건물의 구조진단과 병행된 건물 일부분의 實物크기(Full Scale) 및 모형 實驗을 통하여, 切斷點에서 발생하는 破壞樣相과 極限強度, 實物 試驗體의 破壞強度 예측, 實物 試驗體와 모형 試驗體의 破壞 進展狀況을 比較·分析함과 동시에 유한요소법에 의한 해석을 통하여 引張應力 分布狀態등을 검토함으로써 보 設計時 引張鐵筋의 切斷 등에 관한 基礎資料를 제공하고자 한다.

## 2. 實 驗

### 2.1 試驗體 計劃 및 製作

#### 가) 實物크기(Full Scale) 試驗體

實物 試驗體는 실제로 存在하는 사무실 부분의 한 구간으로 스패 10.5m, 기둥 간격 6.3m로 제작되었다(사진 1 참조).

또한 기둥의 沈下를 방지하기 위하여 기둥 하부에 기초 형식의 장방형 슬래브를 설치하였으나, 실제 건물은 연속된 보와 슬래브로 구성되어 있으므로 實物 試驗體는 불리한 조건으로 계획된 것이다.

本 試驗體의 슬래브, 작은 보(Beam), 큰 보(Girder), 기둥(Column) 등의 크기와 配筋 상태는 실제 건물과 동일하게 하였으며, 콘크리트 및 鐵筋의 強度 또한 현장에서 시공된 材料強度와 거의 유사한 상태로 하였다.

제작시 동결기였던 관계로, 소정의 콘크리트 強度를 얻기 위하여 시험체는 P.C 공장에서 증기(Steam) 양생시켰다.

本 實物 試驗體의 주 연구대상인 중앙부 작은보 部材의 配筋狀況을 그림 2에 나타내었다.

#### 나) 모형 試驗體

實物 試驗體는 完全 破壞狀況까지 實驗을 진행하기가 어려우므로, 實驗室사정과 작업여건 및 궁극적으로 얻고자 하는 목적에 적합하도록 모형 試驗體를 제작하였다.

모형 試驗體는 주 연구대상인 작은 보 부분을 약 1/2.5로 축소한 것으로서, T형 단면의 보 2개와 장방형 단면의 보 5개를 제작하였다. 모든 試驗體의 단면과 길이 및 引張鐵筋量은 같지만 切斷點은 변화시켰다.

주변수인 切斷點의 위치는 각각 지점으로 부터  $l/3-20D$  ( $l$ :스팬,  $D$ :鐵筋공칭 직경),  $l/4-20D$ ,  $l/4-14.2D$ ,  $l/5-20D$ ,  $l/6-20D$  내측으로 떨어지도록 계획하였다.

모형 試驗體 一覽表 및 形態는 표 1 및 그림 3에 각각 나타내었다.

### 2.2. 材料 試驗

사용된 鐵筋과 콘크리트의 引張 및 壓縮強度 試驗 結果는 표 2 및 표 3에 각각 나타내었다.

### 2.3 測定 및 加力 方法

#### 가) 實物 試驗體

##### (1) 載荷試驗 方法

日本の 建築 및 土木學會를 비롯한 각 나라별 載荷試驗 規定을 비교하여 보면 표 4와 같다.

表 1.

모형 試驗體 一覽表

Beam Name	b (cm)	D (cm)	t (cm)	B (cm)	ℓ a* (cm)	fc' (kg/cm <sup>2</sup> )	Command																															
TSB4'	12	30	5	70	85.8	341.28	<table border="1"> <tr><th colspan="3">Tension Bar</th></tr> <tr><th>cen.</th><th>end</th><th>fy (kg/cm<sup>2</sup>)</th></tr> <tr><td>6D10</td><td>2D10</td><td>3970</td></tr> <tr><th colspan="3">Compressive Bar</th></tr> <tr><th>cen.</th><th>end</th><th>fy (kg/cm<sup>2</sup>)</th></tr> <tr><td>2D10</td><td>3D10</td><td>3970</td></tr> <tr><th colspan="3">Stirrup Bar</th></tr> <tr><th colspan="2">spacing (cm)</th><th>size</th><th rowspan="2">fy (kg/cm<sup>2</sup>)</th></tr> <tr><th>cen.</th><th>end</th><td rowspan="2">φ6</td></tr> <tr><td>12</td><td>6</td><td>3890</td></tr> </table>	Tension Bar			cen.	end	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	6D10	2D10	3970	Compressive Bar			cen.	end	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	2D10	3D10	3970	Stirrup Bar			spacing (cm)		size	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	cen.	end	φ6	12	6	3890
Tension Bar																																						
cen.	end	fy (kg/cm <sup>2</sup> )																																				
6D10	2D10	3970																																				
Compressive Bar																																						
cen.	end	fy (kg/cm <sup>2</sup> )																																				
2D10	3D10	3970																																				
Stirrup Bar																																						
spacing (cm)		size	fy (kg/cm <sup>2</sup> )																																			
cen.	end	φ6																																				
12	6		3890																																			
TSB6	12	30	5	70	46.7	341.28																																
RSB3	12	30	-	-	113.3	392.77																																
RSB4'	12	30	-	-	85.8	392.77																																
RSB4	12	30	-	-	80.0	392.77																																
RSB5	12	30	-	-	60.0	392.77																																
RSB6	12	30	-	-	46.7	392.77																																

\* ℓ a : 支點에서부터 切斷點(Cutoff Point)까지의 거리

表 2.

鐵筋의 引張強度 試驗結果

區分 種類	E (t/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>y</sub> (t/cm <sup>2</sup> )	ε <sub>y</sub>	σ <sub>u</sub> (t/cm <sup>2</sup> )	伸率 (%)
HD22	2,240	5.05	0.0023	7.51	21.9
D10	1,900	3.97	0.0023	5.75	21.4
φ6	2,050	3.89	0.0021	4.05	13.6

表 3.

콘크리트의 壓縮強度 試驗結果

區分 種類	높이 (cm)	斷面積 (cm <sup>2</sup> )	重量 (g)	壓縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	영계수 (t/cm <sup>2</sup> )	슬럼프 (cm)
實物試驗體	19.99	79.3	3,740	341.3	220	10
모형試驗體	20.12	78.5	3,710	392.8	257	10

본 실험에서는 실험 여건상 일본 건축학회의 JASS A法에 의거하였다.

(2) 載荷 荷重 算定

固定 荷重(Dead Load)

Partition	100
Mortar(30mm)	60
Duct & Ceiling	30
합 계	190(kg/m <sup>2</sup> )

積載 荷重(Live Load) 180(kg/m<sup>2</sup>)

載荷 荷重 190 + 180 = 370(kg/m<sup>2</sup>)

큰 보와 작은 보가 각각 부담하는 면적을 S라 하면

$$S = (7.35 \times 3.15) + (1.575 \times 3.15 \times 0.5 \times 2) = 28.1(m^2)$$

따라서 總 荷重 W는

$$W = 370(kg/m^2) \times 28.1(m^2) = 10,397(kg)$$

이 總 荷重을 3등분하여 1단계 荷重으로 하였을 때, 각 단계별 載荷荷重은 표 5와 같다.

(3) 載荷 및 測定 方法

載荷時는 1개의 중량이 157.6kg인 A형과 433kg인 B형의 既製作 P.C 부재를 주로 이용하였다.

1단계에서 3단계 까지의 1차 載荷는 A형 부재를 큰 보와 작은 보에 22개씩 균일하게 배치하였

表 4.

載荷試驗 規定 比較

規定		區分	載荷荷重	載荷계속 時間	잔류처짐 최대처짐	잔류처짐 測定時間 (除荷後)	처 짐 제 한
美	ACI 318-47		1.5L+0.5D	24	25% 以下	24	$\delta = \frac{0.001 \ell^2}{12t}$ 以下 잔류처짐을 검토불요
	ACI 318-63		2.0L	24	25% 以下	24	$\delta = \frac{\ell^2}{12000t}$ "
	ACI 318-63		1.7L+0.3D	24	25% 以下	24	$\delta = \frac{\ell^2}{20000t}$ "
	ACI 437		1.7L+0.3D 또는 0.6D	24	25% 以下	24	$\delta = \frac{\ell^2}{20000t}$ "
獨	DIN 1045		1.5L	6	25% 以下	12	-
日	土木學會(1949)		1.0L	24	20% 以下	24	-
	建築學會	A法	1.0L	4	15% 以下	1	-
	JASS (1958)	B法	2.0L 集中荷重	-	10% 以下	直後	-
D : 固定荷重, L : 設計積載荷重 t : 보층 ℓ : 보스팬							

表 5.

단계별 載荷荷重表

단계	區分	固定荷重 (kg/m <sup>2</sup> )	積載荷重 (kg/m <sup>2</sup> )	負擔面積 (m <sup>2</sup> )	載荷總荷重 (kg)	面積當荷重 (kg/m <sup>2</sup> )	荷重比較	비고
1		190	180	28.1	3,467	123.4	-	-
2					6,934	246.8	-	-
3					10,401	370.1	1.0D+1.0L	設計荷重 (積載荷重)
4					13,868	493.5	1.0D+1.7L	-
5					17,335	616.9	1.0D+2.4L	-
6					20,802	740.3	1.0D+3.1L	-
7					38,519	1,370.8	1.0D+6.6L	-
D : 固定荷重 L : 積載荷重								

載荷試驗時 부재의 처짐과 回復率을 測定하기 위하여 다이알 게이지(D. G.라 칭함)를 설치하였으며, 鐵筋 및 콘크리트의 變形度를 측정하기 위하여 그림 2에서와 같이 와이어 스트레인 게이지(W.S.G. 라 칭함)를 附着하였다. 또한, 각 段階別 龜裂狀況을 관찰함과 동시에 그 폭도 測定하였다.

나) 모형 試驗體

각 試驗體의 처짐을 測定하기 위하여 보 중앙부 및 일부 引張鐵筋이 切斷되는 ℓ/4과 ℓ

/6지점에 각각 D. G.를 설치함과 동시에 지점의 침하를 측정하기 위하여 양지점에도 역시 D. G.를 설치하였다.

콘크리트의 變形度를 測定하기 위하여 스펀의 중앙 상·하부 및 引張鐵筋이 切斷되는 위치에 W. S. G.를 부착하였으며, 鐵筋의 變形度를 測定하기 위하여 引張鐵筋의 중앙부 및 切斷部 주위에 역시 W. S. G.를 附着하였다.

또한, 각 試驗體의 하중조건이 실물 試驗體에서와 유사하도록 4점 單調加力하였다. 즉, 初期 龜裂 發生까지는 0.5t씩 일정하게 加力하

였으며, 그 이후에는 荷重을 0.25t씩 증가시키고 동시에 중앙부의 變位를 추적하면서 加力速度를 조절하였다.

### 3. 實驗結果 및 分析

#### 3.1 實物 試驗體

연구 대상인 보 부재에 대한 1차 載荷試驗시의 殘留처짐 결과는 그림 4와 같으며, 荷重-變位 曲線을 나타내면 그림 5와 같고, 최종 균열 상황은 사진 3에 나타내었다.

##### 가) 破壞 樣相

초기 균열은 1단계 荷重을 지나 2단계 荷重 載荷時인 8t전후에 발생되었는데, 引張鐵筋이 切斷되는 부분에서 보춤까지 진전되었다. 設計 荷重인 3단계 荷重 載荷時에서의 균열은  $l/4$  ( $l$ :스팬)점 바깥 부분으로 더 진전되었을 뿐 중앙부에는 거의 발생되지 않았다. 또한, 4단계 荷重과 5단계 荷重사이에는 積載荷重의 2배를 載荷한 상태로써 그 균열폭은 0.1mm였다. 마지막 載荷단계인 7단계에서의 균열은  $l/4$  점과 중앙부에 주로 발생되었다. 보 춤의 중간부 이상까지 진전된 균열의 폭은 스패의 중앙부에서는 미세하였으나, 切斷點 부근에서는 8mm정도의 넓은 균열폭을 보였다(사진 3참조).

##### 나) 殘留 처짐

그림 4에 따르면 보 중앙부에서의 殘留처짐율은 약 25.4%였다. 이는 일본 건축학회 JASS A법에 규정된 15%를 초과하는 값이므로 殘留처짐에 대해서는 안전하지 못한 것으로 평가된다. 한편, 設計荷重인 3단계 荷重 積載後 4시간 동안 載荷된 상태로 두어 처짐을 검토한 결과, 시간이 경과함에 따른 처짐의 증가량은 미소하였다.

##### 다) 荷重-變位 曲線

그림 5에 나타낸 荷重-變位 曲線으로 부터

積載荷重의 1.7배인 4단계까지는 탄성구배를 이루지만 그 이후부터는 曲線의 기울기가 달라진다는 것을 알 수 있다. 그러나, 이때까지도 부재는 降伏되지 않았으며, 따라서 部材荷重인 13.8t 전후는 탄성범위였다. 한편, 재료시험 결과에 의한 引張鐵筋의 降伏變形도는 0.0023정도인데 비해, 設計荷重 載荷時 切斷部の 引張鐵筋 變形도는 이의 약 2/5정도에 불과하였다.

#### 3.2 모형 試驗體

各 試驗體에 대한 實驗結果 및 비교는 표 6과 같고, 중앙부 荷重-變位曲線을 그림 9에 나타내었다. 또한 T형 단면인 TSB4', TSB6의 최종 파괴상황을 부록의 사진 4와 사진 5에 각각 나타내었다.

##### 가) 破壞 樣相

일반적으로 보의 初期龜裂은 切斷點의 위치가 지점근처에 있는 TSB6 및 RSB6를 제외하고는 切斷點에서 부터 발생하여 점점 확대되는 양상을 보였다. 즉, 切斷點에서 수직 휨 균열이 형성된 후에 引張鐵筋을 지나면서 기울어지는 경향을 나타내었다. 이 균열은 다른 부분의 균열보다 압축측으로 보다 빠르게 진전되었으며, 破壞時 대체적으로 가장 넓은 폭을 나타내었다.

最終 破壞形態는 切斷點에서 引張鐵筋이 降伏한 후에, 斜引張 龜裂의 진전에 의한 휨剪斷 破壞였다. 이는 충분한 剪斷補強에도 불구하고 切斷點에서의 부족한 引張鐵筋量 때문에 발생하는 應力集中에 기인된 것이라 사료된다.

##### 나) 荷重-變位 曲線

그림 9의 荷重-變位 曲線의 비교 및 표 6으로부터 切斷點의 위치가 지점에 가까운 TSB6 및 RSB6의 最大 耐力는 각각 10.6t 및 8.23t인데 비해 TSB4' 및 RSB4'의 最大내력은 각각 7.0t 및 5.5t으로 TSB6 및 RSB6의 약

表 6.

實驗結果 및 比較表

구분 시험체	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{su}^*$ (kg/cm <sup>2</sup> )	ePcr (ton)	ePy (ton)	ePmax (ton)	$\frac{ePcr}{ePy}$	$\frac{ePmax}{ePy}$	$\frac{f_{su}}{f_y}$	eKe (ton/mm)
TSB4'	3970	4213.3	2.25	4.1	7.0	0.55	1.71	1.06	0.67
TSB6	3970	6380.0	2.5	7.79	10.6	0.32	1.36	1.61	0.67
RSB3	3970	2648.3	1.8	3.2	4.4	0.56	1.38	0.67	0.75
RSB4'	3970	3310.5	2.5	3.75	5.5	0.67	1.47	0.83	0.68
RSB4	3970	3099.8	2.4	3.76	5.15	0.64	1.37	0.78	0.68
RSB5	3970	4718.9	2.5	5.34	7.84	0.47	1.47	1.19	0.66
RSB6	3970	4953.0	2.8	6.3	8.23	0.44	1.31	1.25	0.68

\*  $f_{su} = \mu / A_s \cdot j \cdot d$

66%였다. 또한 降伏後의 變形能力도 TSB6 및 RSB6가 TSB4' 및 RSB4'에 비하여 양호함을 알 수 있다.

이로 부터, 切斷點의 위치가 지점으로 접근 할수록 最大耐力 및 變形能力이 증대된다는 사실을 알 수 있다.

T형 단면인 TSB試驗體와 장방형인 RSB試驗體의 荷重-變位 曲線을 비교하여 보면, 초기 均열荷重 및 탄성구배는 플랜지(Flange)유·무 및 切斷點에 관계없이 거의 동일하였다. 반면에 TSB6 試驗體의 最大耐力은 RSB6보다 약 28%, TSB4'의 最大耐力은 RSB4'보다 약 27% 증가되었다. 한편, 플랜지로 인한 단면적의 증가가 80%인데 반해 그 내력의 증가가 상대적으로 적었던 것은 플랜지의 면적이 보의 引張側보다는 壓縮側에 편중되어 있으며, 플랜지에 의한 모멘트 팔길이의 변화가 적음과 동시에 1차적으로 웨브(Web)가 破壞한 후, 2차적 破壞 이전에 플랜지가 보 전체의 버팀대 역할을 하기 때문이라 사료된다.

다) 剪斷 스패비의 効果

剪斷 스패(Rotational Shear Span, a)을 보의 剪斷춤(d)과 지점으로부터 剪斷點까지 거리의 합으로 정의할 때, 이 剪斷 스패비(a/d)와 極限應力의 比( $f_{su}/f_y$ )와의 관계를 그림 6에 나타내었다.

그림에서 알 수 있듯이 a/d가 크면 클수록 부재의 極限強度는 다른 물리적 성질이 같은 경우에 낮아진다. 즉, RSB4'는 RSB6 보다 지점에서부터 切斷點까지의 거리가 약 84% 증가한 반면 極限應力의 比는 약 34%의 감소를 나타내고 있다. 이러한 현상은 T형 단면인 TSB4'와 TSB6의 경우에도 동일하게 나타났다. 따라서 切斷點의 위치는 極限應力에도 상당한 영향을 미치고 있는 것으로 판단된다.

4. 有限要素法에 의한 解析

4.1 解析方法

모형 試驗體 中에서 대표적인 4개 試驗體(TSB4', TSB6, RSB4', RSB6)의 실험결과와의 비교를 위하여, 引張鐵筋이 切斷되지 않고 연속적으로 배근된 2개의 試驗體(RSBF, TSBF)를 본 해석대상으로 하였다. 단, RSBF, TSBF는 해석만을 위한 것으로 단면등 모든 수치적 조건은 實驗된 試驗體와 동일하도록 모델화하였다.

解析은 非線形 解析프로그램인 ADINA (Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis)를 이용하였으며, 콘크리트는 2차원 平面應力(Two Dimensional Plane Stress)요소, 鐵筋은 트러스(Truss)요소로 모델화되었다.

表 7.

解析結果

區分 試驗體名		fc' (kg/cm <sup>2</sup> )	ℓ a (m)	aPy (ton)	aPmax (ton)	$\frac{aPmax}{aPy}$	最大 引張應力 發生位置
T形	TSB4'	341.2	85.7	5.6	7.9 (0.77)*	1.41	0.2 ℓ
	TSB6	341.2	46.7	8.3	9.7 (0.95)*	1.16	0.11 ℓ CENT.
	TSBF	341.2	—	8.8	10.2 (1.00)*	1.15	CENT.
矩形	RSB4'	392.7	85.7	4.3	6.3 (0.71)**	1.46	0.2 ℓ
	RSB6	392.7	46.7	7.2	8.3 (0.93)**	1.15	0.11 ℓ CENT.
	RSBF	392.7	—	7.4	8.9 (1.00)**	1.20	CENT.
* TSBF의 最大荷重에 對한 比				aPy : 降伏荷重			
** RSBF의 最大荷重에 對한 比				ℓ : 스패น			

#### 4.2 解析結果 및 分析

각 試驗體의 解析結果는 表 7과 같고, 中央部 荷重-變位 曲線은 그림 7에, 스패ん을 따라 發生되는 引張應力 分布狀況을 그림 8에 나타내었다.

##### 가) 荷重-變位 曲線

最大荷重에 대한 降伏荷重의 比는 TSB6 및 RSB6에 있어서 1.16, RSB4' 및 TSB4'에 있어서 1.41~1.46 정도였다. 따라서, 切斷筋이 없는 TSBF 및 RSBF의 결과와 비교하여 볼 때, 切斷點이 지점에서 멀리 있는 試驗體의 降伏荷重은 가까이 있는 試驗體보다 대체로 낮게 나타난다. 또한, TSB6 및 RSB6의 最大荷重은 각각 8.3t, 7.2t으로 TSBF, RSBF의 93~95% 정도인 반면, TSB4'와 RSB4'의 最大荷重은 5.6t, 4.3t으로 TSBF, RSBF의 71~77% 정도였다. 이로부터 切斷點이 지점으로 접근할수록 最大荷重 및 변형능력이 양호한 것으로 판단된다.

한편, 장방형보와 T형보의 最大耐力을 비교하여 보면, TSB4'는 RSB4'의 약 1.25배, TSB6 및 TSBF는 각각 RSB6 및 RSBF의 약 1.16배 정도의 내력상승을 보였다.

##### 나) 引張應力 分布狀況

그림 8에서 알 수 있듯이 RSBF의 경우는

切斷筋이 없는 관계로 最大 휨모멘트 점인 중앙부에서 最大 引張應力 分布狀況을 나타내고 있는 반면, RSB4' 試驗體의 경우는 切斷點에서 더 높은 引張應力이 발생되었으며, RSB6 試驗體의 경우는 切斷點에서 最大 引張應力을 나타내고 있지만 이는 중앙부의 引張應力과 거의 비슷한 값이었다.

이러한 차이는 切斷點에서 引張鐵筋量의 불연속으로 인해 引張應力이 집중되기 때문인 것으로 판단된다.

이러한 應力 分布狀況으로부터 RSB4'의 破壞는 切斷點에서 일어나는 반면, RSB6의 破壞는 切斷點과 중앙부에서 거의 동시에 일어나는 것을 알 수 있는데 실제 實驗에서도 확인되었다.

또한, T형 단면인 TSB시리즈 試驗體에서도 RSB시리즈 試驗體와 거의 유사한 應力 分布狀況을 나타내었다.

이와 같이 鐵筋 콘크리트 보에서 切斷筋이 있을 경우에 應力은 중앙부와 切斷點 근처에 집중되어 분포됨과 동시에 破壞位置도 應力 分布狀況과 유사하여 대체로 切斷點 근처인 것으로 판단된다. 따라서, 鐵筋 콘크리트 보의 引張鐵筋을 切斷할 때는 應力 分布狀況을 조심스럽게 고려하여야 할 것으로 사료된다.

## 5. 實驗結果와 解析結果의 比較

### 5.1 耐力比較

각 試驗體別 耐力에 대한 實驗 및 解析結果를 比較하여 표 8에 나타내었다. 본 표에 의하면, TSB6와 RSB6의 해석에 의한 最大耐力은 實驗結果와 좋은 일치를 보여주는 한편, TSB4' 및 RSB4'의 最大耐力은 상호 12%~14%의 차이를 보여 해석에 의한 값이 다소 높게 평가되었다.

降伏強度에 있어서도 實驗結果와 解析結果가 대체적으로 좋은 일치를 보였으나, TSB4'의 경우에는 약 36%의 다소 높은 오차를 나타내었다.

### 5.2 荷重-變位 曲線 比較

RSB 및 TSB 시리즈 試驗體의 중앙부 荷重-變位 曲線 比較를 각각 그림 9(a), (b)에 나타내었다.

그림에서 알 수 있듯이, RSB6와 TSB6의 경우에 있어서는 대체로 상호 좋은 대응을 보였던 반면, RSB4'와 TSB4'는 다소 많은 오차가 나타났다. 또한, RSB6와 TSB6인 경우가 RSB4'와 TSB4'에 비해 변형능력이 더 양호한 것으로 나타났다.

이상의 검토된 결과로 볼 때, 切斷部の 위치가 지점으로 접근될수록 實驗과 解析結果와의 오차가 적어지는 반면, 멀수록 오차가 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 이와 같은 양상은 임의의 引張 鐵筋量이 합리적으로 切斷되지 않음에 따라 전 스팬에 발생하는 應力이 적절히 분포되지 못했을 뿐만 아니라, 切斷點에서 주로 破壞가 발생된데 그 원인이 있는 것으로 판단된다.

## 6. 結 論

이상의 實物 및 모형 實驗과 解析結果로 부터 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 實物 試驗體의 載荷試驗 結果, 연구대상인 보 부재는 設計荷重內에서는 切斷部에서 미세한 균열만 발생되었고, 荷重-變位 曲線 또한 탄성구배를 이루었으며, 載荷完了後 시간의 경과에 따른 처짐 증가도 미소하였다. 다만, 載荷後 殘留처짐율이 25%로 나타나 일본 건축학회의 JASS A법에 규정된 15%보다 다소 높은 값을 나타내 안전측에 들지는 못하였다.

(2) 모형 試驗體의 實驗結果, 引張鐵筋이 引張側에서 切斷되었을 때 臨界龜裂은 일반적으로 切斷點에서 발생하였으며, 最終 破壞形態는 切斷點에서 연속적으로 배근된 引張鐵筋의 降伏

表 8. 實驗結果와 解析結果의 比較表

區分 試驗體名		$l_a$ (cm)	$ePy$ (ton)	$aPy$ (ton)	$\frac{aPy}{ePy}$	$ePmax$ (ton)	$aPmax$ (ton)	$\frac{aPmax}{ePmax}$	破壞順序
T形	TSB4'	85.7	4.10	5.6	1.36	7.0	7.9	1.12	C.P.→CEN.
	TSB6	46.7	7.79	8.3	1.06	10.6	9.7	0.91	CEN.→C.P.
	TSBF	—	—	8.8	—	—	10.2	—	CEN.
矩形	RSB4'	85.7	3.75	4.3	1.14	5.5	6.3	1.14	C.P.→CEN.
	RSB6	46.7	6.30	7.2	1.14	8.23	8.3	1.01	CEN.→C.P.
	RSBF	—	—	7.4	—	—	8.9	—	CEN.
ePmax : 實驗에 의한 最大耐力				C.P. : Cutoff Point					
aPmax : 解析에 의한 最大耐力				CEN. : CENTER					



후에, 사균열의 진전으로 일어난 휨 剪斷 破壞였다.

(3) 有限要素法에 의해 切斷筋을 포함한 鐵筋 콘크리트 보를 해석한 결과, 절단점에서의 인장응력 집중현상등 인장응력 분포상태와 最大耐力 및 荷重-變位 曲線은 절단점이 지점에 접근될수록 실험결과와 상호 좋은 대응을 보인 반면 멀수록 다소의 오차를 보였다.

이상의 결과로부터 切斷點이 지점쪽으로 접근되어 합리적인 위치에서 형성될수록 最大耐力의 증가는 물론 引張應力의 고른 분포를 얻을 수 있으므로, 보 부재의 設計時 引張鐵筋의 切斷部에 대해서는 세심한 주의가 필요하다고 사료된다.

### 참고문헌

1. K. Okura et al, "Flexural Test of Cast in Place-Cellular Concrete Beams with Cut-off Bar", Summaries of Technical Paper of Annual Meeting of Architectural Institute of Japan, Oct., 1973, pp. 1263-1264.
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI 318-83)", American Concrete Institute, Michigan, 1983.
3. ACI Committee 435, "Variability of Deflection of Simply Supported Reinforced Concrete Beams", Journal of ACI, Vol. 69, No. 1, Jan., 1972, pp. 29-35.

4. Anthony M. K. and Reymond E. U., "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams with Bars Terminated in Tension Zones", Journal of ACI, Dec., 1975, pp. 720-722.
5. Baron M., "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams at Point of Bar Cutoff", Journal of ACI, Vol. 63, Jan., 1966, pp. 127-134.
6. Ma S. Y. M., Bertero V. V., and Popov E. P., "Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams", Report No. EERC/76-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1976, 421pp.
7. Phil M. F., Reinforced Concrete Fundamentals, Wiley & Sons, 1979.
8. Phil M. F. and Farid N. M., "Effect of Bar Cutoff on Bond and Shear Strength of Reinforced Concrete Beams", Journal of ACI, Proceeding, Vol. 56, No. 1, Jan., 1959, pp. 5-24.
9. Phil M. F. and Syed I. H., "Strength Effect of Cutting off Tension Bars in Concrete Beams", Research Report 80-1F, Center for Highway Research, University of Texas at Austin, June, 1967, 37pp.
10. 임재형, "철근 콘크리트 보에서 Cutoff된 철근의 효과에 관한 연구", 한양대 대학원, 1987.

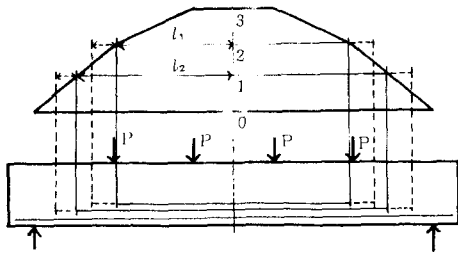


그림 1. 휨모멘트에 의한 鐵筋의 절단

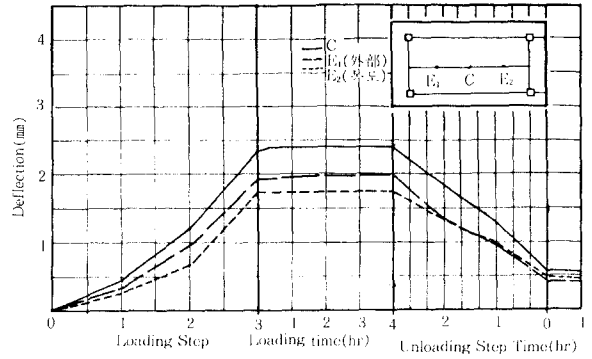


그림 4. 1次 載荷試驗 結果

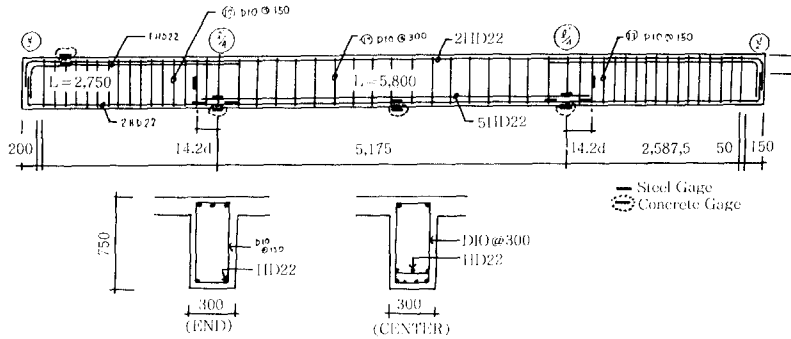


그림 2. 대상 보 부재의 配筋狀況 및 W.S.G. 부착위치

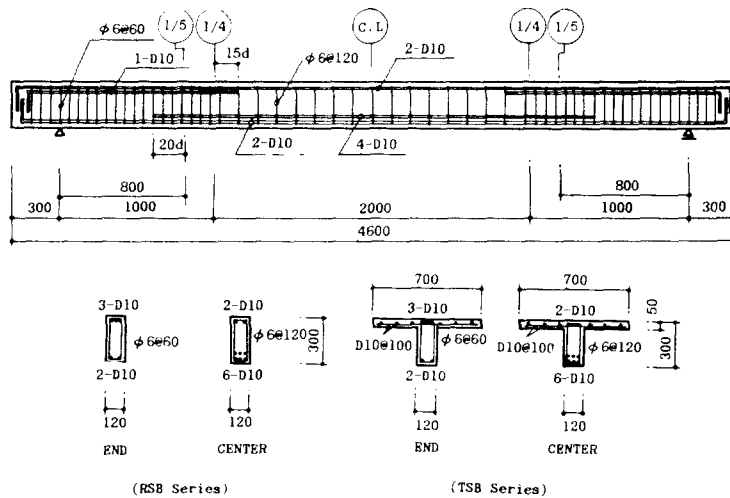


그림 3. 모형 試驗體 斷面 및 形態

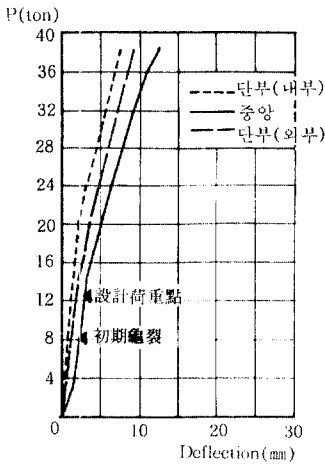


그림 5. 荷重-變位 曲線

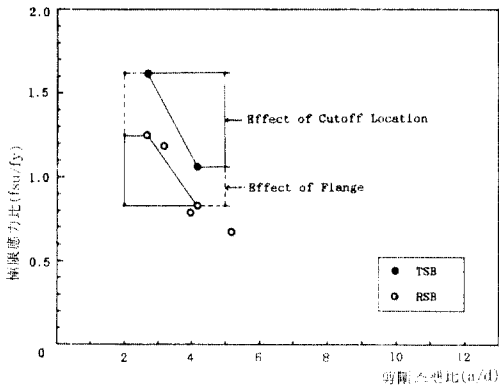


그림 6. 剪斷스팬비에 따른 極限應力의 比

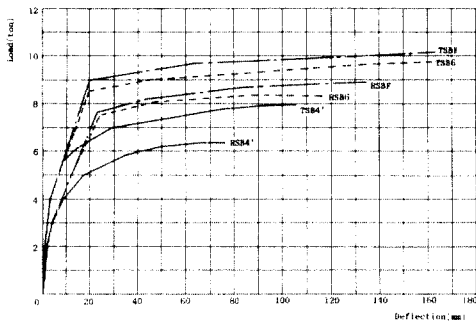


그림 7. 해석에 의한 中央部의 荷重-變位 曲線

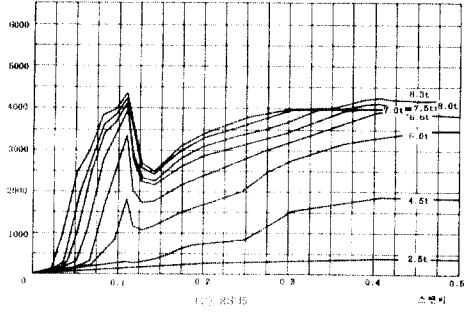
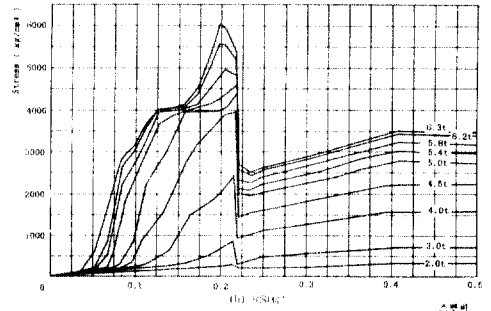
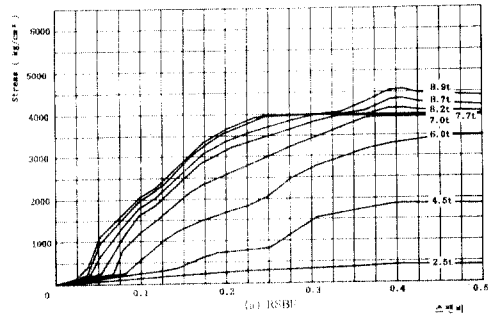


그림 8. 引張應力 分布 狀況圖

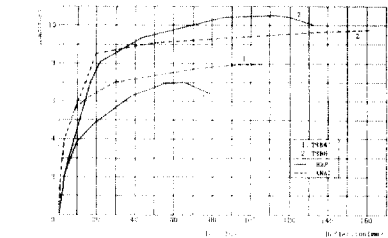
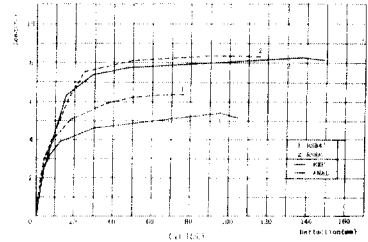


그림 9. 中央部 荷重-變位 曲線 比較



사진 1. 實物 試驗體의 모습

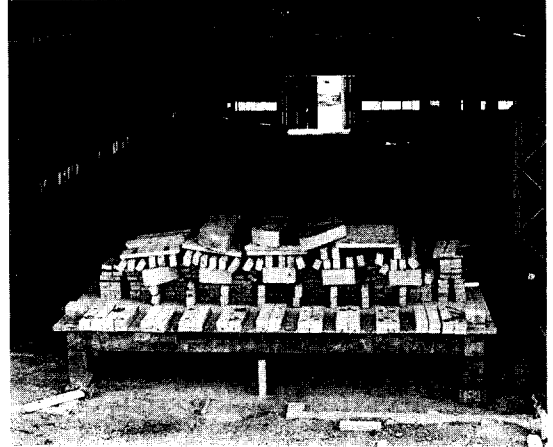


사진 2. 2次 載荷試驗 狀況



사진 3. 보의 균열상황

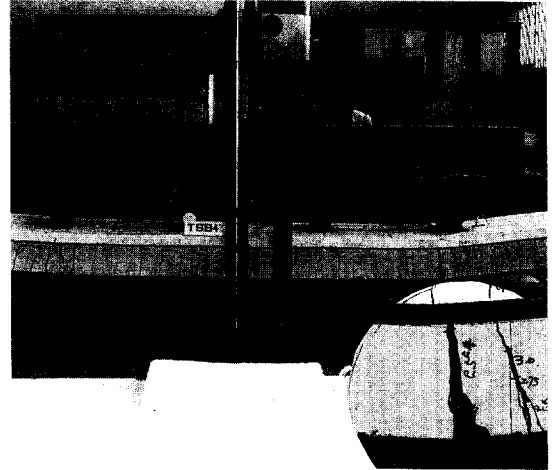


사진 4. TSB4'의 破壞狀況

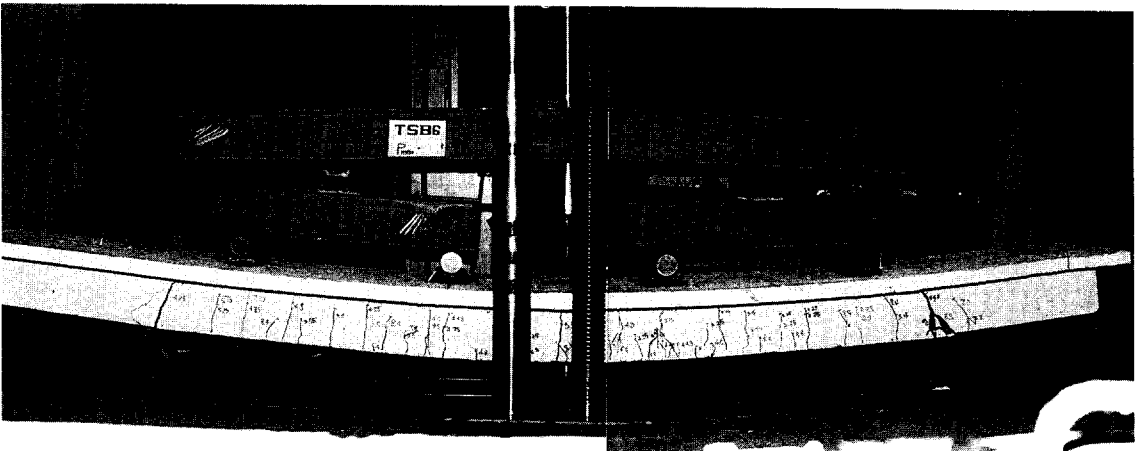


사진 5. TSB6의 破壞狀況