

철골철근콘크리트조 배근지침(안) · 동해설

日本建築學會 編
河 基 柱 譯



KICT

한국건설기술연구원

KOREA INSTITUTE OF CONSTRUCTION TECHNOLOGY

건설기술정보센터

CONSTRUCTION INFORMATION CENTER

철골철근콘크리트조 배근지침(안) · 동해설

1994 제정

Recommendation

for

Detailing and Placing of Reinforcement on
Steel Reinforced Concrete Structures

일본건축학회

지침(안) 작성관계위원 (1994년 3월 현재)

- 오십음순·존칭 생략 -

구조위원회 본위원회

위원장 岸田 英明

간사 高梨 晃一 西川 孝夫 森田 司郎

철골철근콘크리트 구조 운영위원회

주사 福知 保長

간사 市之瀬 敏勝 稱原 良一

위원 尾崎 昌凡 木村 信也 木村 街計 良光一郎
小寺 正孝 小林 美龜雄 坂口 昇 田判 基嗣
高橋 泰彦 立花 正彦 富井 政英 西村 泰志
堀井 昌博 松井 千秋 松村 弘道 三谷 勳
南 宏一 向井 昭義 森田 耕次 森野 健輔
山田 掄 和田 章 苦林 實

철골철근콘크리트 구조 배근 소위원회

주사 福知 保長

간사 立花 正彦

위원 小倉 弘一郎 龜田 登與三郎 佐藤 一男 齊見 恭平
清水 豊和 清水 彌一 高橋 久雄 松井 千秋
三谷 勳 南 宏一 村內 明 矢代 秀雄
藪崎 修

협력위원 律田 惠吾 丸岡 義臣

서

일본건축학회에서는 철골철근콘크리트조의 구조설계에 대해서는 [철골철근콘크리트 구조계산 기준·동해설]을, 또 시공에 대해서는 [건축공사 표준시방서·동해설 JASS 5 철근콘크리트공사] 및 [동 JASS 6 철골공사] 기준으로 추천하고 있다.

그러나 1987년에 개정된 철골철근콘크리트 구조계산 기준 제 4 판은 철근콘크리트구조와 철골구조를 단지 조합한 것이 아니라, 합성구조 특성의 이점을 살리는 것을 의도한 기준이다.

따라서 이 기준을 유효하게 활용하기 위해서는 철골철근콘크리트 구조로 된 합성구조 특성의 이점을 살린 철골철근콘크리트조 독자의 배근법 개발이 요망된다.

철골철근콘크리트조 건물의 배근법에 대해서는 1986년에 개정한 [철근콘크리트조 배근지침·동해설] 중의 부록에서 [철골철근콘크리트조 배근의 고찰방법], [철골철근콘크리트조의 기둥, 보 최소치수의 자료]에 나타나 있다.

구조위원회, 철골철근콘크리트구조 운영위원회는 상기의 부록에 역학적으로 합리적이고 경제성 및 시공성을 고려한 보다 합리적인 철골철근콘크리트조 건물의 배근법을 개발할 의도에서 1987년에 철골철근콘크리트구조 배근 소위원회를 설치하였다.

이후 철골철근콘크리트조의 건물의 배근법 현상조사 실시를 시작으로 1987년판 철골철근콘크리트 구조계산·기준에 따라 철골철근콘크리트조 건물의 배근법을 각부에 대해서 검토하고 실험, 해석등에 의하여 그 역학적 특성을 확인한 후에 실용화할 수 있도록 작업을 진행하였다.

1991년 7월에 본회 대회에서 [철골철근콘크리트 구조에서의 배근의 문제점과 합리적 배근법의 탐구] 라는 논제로 페널디스카션을 개최하고 본 소위원회에서 고찰한 배근에 관한 기본방침을 명시함과 동시에 많은 회원의 의견을 수렴했다.

그리고 이러한 연구성과를 모아서 본 지침(안)을 제안하게 되었다. 이 지침(안)은 1987년판 철골철근콘크리트 구조 기준과 마찬가지로 합성구조의 특성에 따른 이점을 살리는 것을 중심으로 하고, 나아가서 부재에 기대하는 변형성능에 응하는 배근법을 제안하려고 하는 것이다.

이 배근지침의 기본방침 및 종래의 관행이나 JASS 5·6의 규정보다 완화된 주요 배근법은 다음과 같다

기본방침

- 1) 철골철근콘크리트 구조의 독특한 입장에서 철골철근콘크리트 부분의 상승효과가 인정되는 부분은 그것을 인정한 배근법으로 한다.
- 2) 철골철근콘크리트 구조 특유의 배근상의 난점으로 역학적으로도 합리적인 설명이 가능한 부분은 그 난점을 해소 가능한 방향으로 배근법을 고친다.
- 3) 부재를 소성화 부분과 비소성화 부분으로 나누어 기대한 변형성능에 부응하는 배근법으로 한다.

완화된 주요 배근법

- 1) 비소성화 부분의 스테럽, 띠철근의 형상

2) 비소성화 부분의 중간기둥 십자형 기둥-보 접합부에서의 띠철근의 생략

3) T형 보의 슬래브내 배근

4) 약한 철골이음에 대한 철근 보강

본 지침(안)은 3장으로 구성되고, 각 장의 개요는 아래와 같다.

1장 기본사항

본 장은 3항으로 구성되어 있고, 본 지침의 적용범위, 배근의 원칙, 소성화 부분과 비소성화 부분의 정의에 대해서 기술하고 있다.

2장 일반사항

본 장은 10항으로 구성되고, 주근 및 철골의 피복두께와 간격, 기둥 및 보 주근의 직경 및 이음, 띠철근 및 스티럽, 보, 기둥, 기둥-보 접합부, 철근이음 주위의 배근, 주각, 철골단면의 철근 관통구멍의 결손한도에 대해서 각 항의 배근에 관한 기본적인 규정을 조문식으로 기술한다.

3장 각부배근

본 장은 8항으로 구성되고, 기둥, 보 부재의 단면형상, 기둥-보 접합부, 철골이음 주위의 배근, 주각 철골철근콘크리트 부재를 철근콘크리트 부재로의 교체, 보에 설치하는 설비용 관통구멍, 내진벽, 그외 보 철근 및 슬래브 철근의 정착등에 대해서 제 1장의 기본사항 및 제 2장의 일반사항을 바탕으로 구체적인 그림으로 명시하고 매뉴얼적인 기술로 되어 있다.

새로 제안한 배근법에 대해서는 그 역학적 배경, 설계식의 유도, 배근의 계산방법등에 관해서 독자의 이해가 필요하다. 이러한 설명은 오히려 철골철근콘크리트 구조 계산 기준에 넣어야 할 내용이지만, 현 규준에서 취급하고 있지 않은 부분도 있어서, 이것의 본문, 해설의 규정, 기술은 필요 최소한으로 하고, 나머지는 [부록]에 수록하였다.

본 운영위원회는 규준 개정의 작업을 시작하였지만, 상기의 규정, 기술 중 계산 규준의 내용으로 수록할 것은 수록해서 본 지침과의 정합성(整合性), 설계에서 시공까지를 체계화해 나아갈 예정이다.

1994년 7월

일본건축학회

해설 원안 집필 담당 (1994년판)

전체조정 : 清水彌一 立花正彦 福知保長 松井千秋
南 宏一 數崎 修

1장 기본사항

- | | |
|---------------------|------|
| 1.1 적용범위 | 福知保長 |
| 1.2 배근의 원칙 | 福知保長 |
| 1.3 소성화 부분과 비소성화 부분 | 福知保長 |

2장 일반사항

- | | |
|----------------------------|----------|
| 2.1 피복두께, 간격등 | 清水彌一 |
| 2.2 기둥, 보의 주근 직경 및 이음 | 佐藤一男 |
| 2.3 스티럽, 띠철근 | 龜田登與三郎 |
| 2.4 보 | 三谷勳 |
| 2.5 기둥 | 清水彌一 |
| 2.6 기둥-보 접합부 | 松井千秋 |
| 2.7 철골이음 주위의 배근 | 福知保長 |
| 2.8 주각 | 立花正彦 |
| 2.9 내진벽 | 清水彌一 南宏一 |
| 2.10 철골단면의 철근등의 관통구멍의 결손한도 | 福知保長 |

3장 각부 배근

- | | |
|--------------------|----------|
| 3.1 기둥, 보 부재의 단면형상 | 齊見恭平 |
| 3.2 기둥-보 접합부 | 松井千秋 |
| 3.3 철골이음 주위의 배근 | 福知保長 |
| 3.4 주각 | 數崎修 |
| 3.5 SRC ~ RC의 교체부 | 福知保長 |
| 3.6 보 관통구멍 | 數崎修 |
| 3.7 내진벽 | 清水彌一 南宏一 |
| 3.8 기타 | 清水彌一 |

부록 I. 실험자료와 계산식의 유도

- | | |
|------------------------------------|-----|
| A1. 90° 구부림 정착부의 저항력 | 三谷勳 |
| A2. 보 주근을 슬래브내에 배근한 경우의 검토사항 | 三谷勳 |
| A3. 보 주근 일부를 슬래브내에 배근한 SRC 보의 휨내력 | 三谷勳 |
| A4. 철골부와 RC부의 응력분담 비율을 변화시킨 부분의 설계 | 三谷勳 |

- | | |
|---|-----------|
| A5. SRC-RC 교체부의 실험 | 福知保長 |
| A6. 기둥-보에서의 묶음철근의 이용 | 清水彌一 |
| B1. 스티럽, 띠철근 말단부를 대상으로 한 후크 정착에 관한 실험 | 龜田登與三郎 |
| B2. 스티럽, 띠철근의 후크 정착강도 | 龜田登與三郎 |
| C1. SRC 구조 기둥 보 접합부의 전단보강법 | 松井千秋 |
| C2. 연직 스티프너형식 SRC 기둥 - 철골보 접합부 | 森田耕次 |
| C3. 수평삼각 스티프너형식 철골콘크리트 기둥-철골보 접합부 | 樋口克己 堀田久人 |
| D1. 전단내력이 작은 철골이음을 내장한 SRC 기둥의 실험 | 福知保長 |
| D2. 철골 플랜지에 둘러싸인 콘크리트의 순수 전단내력에 관한 실험 | 福知保長 |
| D3. 휨내력이 작은 철골이음을 내장한 SRC보의 실험(등분포 휨의 경우) | 福知保長 |
| D4. 휨내력이 작은 철골이음을 내장한 SRC보의 실험
(모멘트 구배가 있는 경우) | 福知保長 |
| E. 비매립형 SRC 주각의 합리적 배근법에 관한 실험 | 立花正彦 |
| F1. 내진벽의 역학적 성상 | 清水彌一 南宏一 |
| F2. 내진벽 벽철근의 정착 | 南宏一 |
| F3. 평강 브레이스의 좌굴보강 | 南宏一 |
| F4. 평강 브레이스의 단부보강 | 南宏一 |
| F5. 강판 삽입 내진벽의 내력 검토 | 南宏一 |
| G. SRC보의 철골 단면 결손한도에 관한 실험 | 福知保長 |
| H. SRC 유공보의 전단내력에 관한 실험 | 福知保長 |

철골철근콘크리트조 배근지침(안) · 동해설

목 차

본 문 해 설
페이지 페이지

1장 기본사항

1.1 적용범위.....	3 ... 29
1.2 배근의 원칙.....	3 ... 30
1.3 소성화 부분과 비소성화 부분.....	3 ... 32

2장 일반사항

2.1 피복두께, 간격 등.....	4 ... 34
2.2 기둥, 보의 주근 직경 및 이음.....	4 ... 37
2.3 스티럽, 띠철근.....	4 ... 40
2.4 보.....	5 ... 45
2.5 기둥.....	6 ... 50
2.6 기둥 - 보 접합부.....	6 ... 54
2.7 철골 이음 주위의 배근.....	6 ... 58
2.8 주각.....	7 ... 62
2.9 내진벽.....	7 ... 65
2.10 철골 단면의 철근등의 관통구멍의 결손한도.....	7 ... 70

3장 각부 배근

3.1 기둥, 보 부재의 단면형상.....	8 ... 72
3.2 기둥 - 보 접합부.....	10 ... 77
3.3 철골이음 주위의 배근.....	13 ... 81
3.4 주각.....	14 ... 84
3.5 SRC ~ RC 의 교체부.....	18 ... 90
3.6 보 관통구멍.....	19 ... 92
3.7 내진벽.....	20 ... 95
3.8 기타.....	23 ... 99

부록 I. 실험자료와 계산식의 유도

A1. 90° 구부림 정착부의 저항력.....	105
A2. 보 주근을 슬래브내에 배근한 경우의 검토사항.....	106
A3. 보 주근 일부를 슬래브내에 배근한 SRC 보의 휨내력.....	111
A4. 철골부와 RC부의 응력분담 비율이 변화된 위치의 설계.....	114
A5. SRC-RC 교체부의 실험.....	120
A6. 기둥, 보의 묶음철근의 이용.....	123
B1. 스티럽, 띠철근 말단부를 대상으로 한 폭크 정착에 관한 실험.....	127
B2. 스티럽, 띠철근의 폭크 정착강도.....	131
C1. SRC 구조 기둥 보 접합부의 전단보강법.....	133
C2. 연직 스티프너형식· SRC 기둥-철골보 접합부.....	138
C3. 수평삼각 스티프너 형식· 철골콘크리트 기둥-철골보 접합부.....	144
D1. 전단내력이 작은 철골이음을 내장한 SRC 기둥의 실험.....	148
D2. 철골 플랜지 주변 콘크리트의 순수 전단내력에 관한 실험.....	153
D3. 휨 내력이 작은 철골이음을 내장한 SRC 보의 실험(등분포 휨의 경우).....	156
D4. 휨 내력이 작은 철골이음을 내장한 SRC 보의 실험(모멘트가 균등한 경우)...	160
E. 비메립형 SRC 주각의 합리적 배근법에 관한 실험.....	163
F1. 내진벽의 역학적 성상.....	166
F2. 내진벽 벽근의 정착.....	173
F3. 평강 브레이스의 좌굴보강.....	179
F4. 평강 브레이스의 단부보강.....	184
F5. 강판삼입 내진벽의 내력 검토.....	188
G. SRC보의 철골 단면 결손한도에 관한 실험.....	197
H. SRC 유공보의 전단내력에 관한 실험.....	199

철골철근콘크리트조 배근지침(안)

빈 면

철골철근콘크리트조 배근지침(안)

1장 기 본 사 항

1.1 적용범위

- (1) 본 지침은 본 회 [철골철근콘크리트 구조계산 기준·동해설(1987)]에 따라 계산할 철골철근콘크리트 구조 및 피복형, 피복충전형 강관콘크리트 구조의 각부에서의 배근에 적용한다.
- (2) 본 지침에 규정하지 않은 사항에 대해서는 본 회 [건축공사 표준시방서, 동해설 JASS 5(철근콘크리트공사)] 및 [동 JASS 6(철골공사)]에 따른다.

1.2 배근원칙

- (1) 철골철근콘크리트 구조등의 설계에는 단면 결정에 앞서 배근의 방침을 설정하여 설계 및 시공에 반영한다.
- (2) 철골철근콘크리트 구조등의 각부 배근은 다음 항목을 고려해서 설계, 시공한다.
 - a) 철골 및 다른 철근과의 접속상황과 배근의 순서
 - b) 콘크리트의 충전성
 - c) 구조체로서의 내구성, 내화성
 - d) 기대하는 역학적 특성
- (3) 철골 부분 또는 철근콘크리트 부분의 내력의 일부가 부족한 경우에는 철근콘크리트 부분 또는 철골 부분에 적절한 보강을 실시함으로써 부족분을 분담하도록 할 수 있다.

1.3 소성화 부분과 비소성화 부분

구조체가 붕괴에 도달할 때 까지 축력, 전단력, 휨모멘트에 의해 휨 항복 또는 전단항복이 발생하는 부분을 소성화 부분이라 하고, 구조체가 붕괴에 도달하더라도 이러한 소성화가 생기지 않는 부분을 비소성화 부분이라 한다.

소성화 부분과 비소성화 부분에는 다음의 원칙에 따라 배근한다.

- (1) 소성화 부분에는 충분한 소성변형 능력을 확보할 수 있도록 배근한다.
- (2) 비소성화 부분에는 붕괴기구 성립시까지의 응력에 견디도록 배근한다.

2장 일 반 사 항

2.1 피복두께, 간격 등

- (1) 철근에 대한 콘크리트의 피복두께는 JASS 5에 의한다.
- (2) 철골에 대한 콘크리트의 피복두께는 5cm 이상, 보통의 경우는 10cm 이상으로 한다. 단 보의 주근을 D22, D25로 하는 경우는 12.5cm 이상으로 한다.
- (3) 주근 상호간격은 조골재 최대치수의 1.25배 또한 25mm 이상, 이형철근 공칭치수의 1.5배 이상으로 한다. 단 D25 이하의 경우는 32mm, D29의 경우는 35mm로 해도 좋다.
- (4) 주근과 재축방향의 철골의 간격은 25mm 이상 또한 조골재 최대치수의 1.25배 이상으로 한다.

2.2 기둥, 보의 주근 직경 및 이음

- (1) 주근의 직경은 D13 이상으로 한다.
- (2) 주근에 묶음철근을 사용하는 경우는 D25 까지로 하고, 묶음철근은 3본까지 하고 그 배치, 부착의 점정에는 묶음철근과 동일한 단면적 1본의 철근으로 취급한다.
- (3) 철골의 이음과 철근의 이음위치는 원칙적으로 큰 응력이 발생하는 위치를 피하고 또한 동일위치를 피한다.
- (4) 주근의 이음에 가스압접, 인클로즈 용접 또는 기계적 이음을 하는 경우에는 전체 이음으로 해도 좋다. 단, 철골부분의 이음 보강판의 단부에서 20cm 이상 띄우는 것을 원칙으로 한다.
- (5) D29 이상의 주근의 이음에는 겹침이음을 사용해서는 안된다.

2.3 스테럽, 띠철근

- (1) 스테럽, 띠철근은 D10 이상으로 한다.
- (2) 스테럽, 띠철근의 간격은 아래와 같이 한다.
 - a. 스테럽에 D10을 사용할 경우에는 층의 1/2 이하 또는 25cm 이하로 한다. 단, 상기의 철근보다 큰 직경의 철근을 사용하는 경우에는 층의 1/2 및 45cm를 초과하지 않는 범위내에서 전기(前記) 수치를 적절히 증대할 수 있다.
 - b. 띠철근에 D10을 사용하는 경우에는 10cm 이하로 한다. 단, 기둥의 상하단에서 기둥 최대크기의 1.5배와 같은 범위의에서는 상기 값의 1.5배까지 증대시키는 것으로 한다. 상기의 철근보다 큰 직경의 철근을 사용하는 경우는 20cm를 초과하지 않는 범위에 전기의 수치를 적절히 증대시킬 수 있다.
 - c. 스테럽, 띠철근의 최소간격은 7.5cm 로 한다.
- (3) 스테럽 및 띠철근비는 아래와 같다. 그러나 스테럽 및 띠철근비 wP 는 (2.3.1)식에 의한다. 단,

$$wP = w_a/b \cdot x \text{ (일반 철골철근콘크리트 구조)}$$

$wP = w_a/b' \cdot x$ (피복형 및 피복충전형 강관콘크리트 구조)

여기서 w_a : 스티럽 · 띠철근 1조의 단면적(cm^2)

b : 보 또는 기둥의 폭(cm)

$b' = b - s_b$ (s_b : 철골의 폭, 강관의 직경)(cm)

x = 스티럽 · 띠철근의 간격

비충전형 철골을 사용하는 경우 : 0.2 % 이상

개단면 충복형 철골의 경우 : 0.1 % 이상

피복형 및 피복충전형 강관콘크리트의 경우 : 0.2 % 이상

(4) 스티럽, 띠철근은 주근에 간결하고, 또한 전 강재를 포함해서 주 강재 내부의 콘크리트를 구속하도록 배치한다.

(5) 스티럽, 띠철근과 철골과의 간격은 25mm 이상으로 한다.

(6) 스티럽, 띠철근의 형상은 JASS 5에 준한다.

단,

a. 보의 비소성화 부분의 폐쇄형 또는 U자형 스티럽의 말단부는 135° 후크, 여장 4d 이상, 또한 5cm 이상으로 한다. 또한 말단부를 90° 후크로 할 때는 여장을 8d 이상으로 한다.

b. 기둥의 비소성화 부분의 띠철근 말단부는 한쪽은 135° 후크, 여장 6d 이상, 다른쪽은 90° 후크, 여장 8d 이상으로 한 L형철근 2분을 1조로 사용한다. 단, 양단을 90° 후크로 한 경우 L형철근을 사용해서는 안된다.

2.4 보

(1) 보의 철골은 배근 및 콘크리트의 타설등에 무리가 없는 형상 · 치수 및 위치로 한다.

(2) 주근의 정착길이, 이음길이와 구부림 가공은 원칙으로는 JASS 5의 규정에 의한다.

(3) 보 주근은 특별한 경우를 제외하고는 2 단이하로 한다.

(4) 보 주근의 일부를 슬래브내에 배근하는 경우는 그 말단은 기둥 콘크리트의 코아내에 정착하는 것을 원칙으로 한다.

(5) 보 주근을 기둥-보 접합부내에 정착하는 경우는 기둥 중심선을 넘어서 정착하며, 수평 직선길이를 기둥 콘크리트 면부터 8d 이상으로 한다.

(6) 기둥 철골웹을 관통시켜 90° 구부려서 기둥 단면내에 보 주근을 정착하는 경우는 그 여장부의 길이를 10d 이상으로 한다. 또는 U자형 정착으로 해도 좋다.

(7) 철골철근콘크리트 구조에서 철근콘크리트 구조로 바뀌는 보 철근은 응력의 전달을 원활히 되도록 배근한다.

(8) 보에 설치하는 설비용 관통구멍은 역학상 무리가 없는 위치, 크기 및 보강방법을 채용한다.

(9) 웹브근은 시공상 필요에 따라 배근한다.

2.5 기둥

- (1) 기둥의 철골은 배근과 콘크리트 타설등에 무리가 없는 형상, 치수 및 위치로 한다.
- (2) 기둥과 압축재의 축방향 강재의 전 단면적은 콘크리트의 전 단면적에 대해서 0.8% 이상으로 하고, 주근의 본수는 4본 이상으로 한다.
- (3) 기둥 최상층 4 모서리의 주근 선단은 180° 후크 또는 90° 후크로 하고, 그 후크는 기둥단면 내측에 구부린다. 그 이외의 주근은 기둥 상부가 슬래브 부착의 경우는 후크를 설치하지 않아도 좋다.
- (4) 축방향근의 간격은 30cm 로 배근한다. 주근간격이 30cm를 초과하는 경우는 D13 이상의 보조근을 배근한다. 그 경우 보조근의 정착은 없어도 좋다.
- (5) 기둥 주근은 철골 주각의 앵커볼트의 체결등에 지장이 없도록 배치한다.

2.6 기둥 - 보 접합부

- (1) 기둥-보 접합부는 부재 상호간에 응력이 원활히 전달되도록 하고, 또한 철골 부분과 철근콘크리트 부분이 합리적으로 마무리 되도록 한다.
- (2) 철골형식은 철골의 국부응력이 크지 않고 철근의 마무리가 양호하고, 콘크리트의 타설이 용이한 것으로 한다.
- (3) 접합부의 철근은 가능한 한 철골에 구멍을 뚫지 않고 배근한다. 부득이 구멍을 설치하는 경우에는 최소한으로 하고 구멍의 위치는 용접 비드나 스칼럼과 간섭이 없도록 한다.
- (4) 기둥과 보의 주근은 그 내력이 충분히 발휘되도록 정착한다.
- (5) 건물의 중국 내력시에 소성화 된다고 생각되는 접합부에서는 띠철근을 설치한다. 건물의 중국내력시에 탄성에 머무르는 경우, 중간 기둥의 +자형 접합부는 띠철근을 생략할 수 있고, 기타 형식의 접합부에서는 띠철근비를 0.1 % 이상으로 한다.

2.7 철골이음 주위의 배근

- (1) 기둥, 보의 철골 이음은 철골부분이 이음부에서 받는 응력에 대해 안전하도록 고력볼트, 스플라이스 플레이트를 설치하든지 용접하는 것을 원칙으로 한다. 이 경우 띠철근, 스티럽의 형상은 2.3의 규정에 의한다.
- (2) 인장력이 생기지 않는 기둥에서, 철골 플랜지에 둘러싸인 콘크리트 단면에서 철골 이음부의 전단력을 전달할 수 있다고 생각되는 경우에는 그 전달능력에 따라서 전단력을 부담하는 고력볼트 등을 생략할 수 있다. 단, 철골이음부 전단력의 1/3 이상은 이음으로 전달할 수 있도록 한다.
- (3) 철골 보 이음부의 휨모멘트에 대해서 그 주변의 철근콘크리트 부분에서 철근으로 보강을 할 경우는 휨모멘트에 대해 고력볼트 등을 그 보강량에 따라서 생략할 수 있다.
- (4) (2)의 규정을 적용한 이음 주변의 띠철근, (3)의 규정을 적용한 경우의 휨모멘트 전달용 스티럽의 형상은 이음부가 비소성화 부분에 있어도 2.3(6)의 완화 규정을 적용하지 않는 것으로 한다.

2.8 주각

- (1) 주각은 비매립형과 매립형의 두 형식으로 하고, 밀실한 콘크리트가 타설 가능하도록 배근한다.
- (2) 비매립형에 대해서는 주두에서 주각에 이르기까지 철골 부분과 철근콘크리트 부분의 휨모멘트 분포에 따라 보강근(주근 및 띠철근)을 배근한다.
- (3) 매립형에 대해서는 철골 부분의 매립깊이에 따라서 지중보와 기초의 배근을 한다. 또한 측면기둥 또는 모서리 기둥에서는 적절한 보강근을 배치한다.
- (4) 철골 세우기가 주각부의 주근등에 방해가 될 경우에는 철골 주각을 데이퍼 가공해도 좋다. 또한 주각부 주근을 구부렸다 뺐다를 하지 않도록 주근의 이음위치를 계획한다.
- (5) 철골의 주각은 시공상 필요한 앵커볼트와 베이스 플레이트를 설치한다.

2.9 내진벽

- (1) 본 지침에서 다루는 내진벽은 주변 골조의 기둥이 철골철근콘크리트 구조로서 보강철근콘크리트 구조, 철근콘크리트 구조 및 철골 구조로 되어 있고, 내진벽은 일반 철근콘크리트조 및 평강등의 가새 또는 강판 보강된 철근콘크리트 구조로 한다.
- (2) 철근콘크리트 구조의 내진벽 벽근의 세척은 [철근콘크리트 구조계산 규준·동해설(1991)]에 의한다.
단, 주변의 보, 기둥에 내장된 철골에 의해, 벽근의 정착이 충분히 행해지지 않은 경우에는 그 영향을 고려하여 배근하는 것이 좋다.
- (3) 평강과 H형강등의 가새를 내장한 내진벽에서는 철근이 국부좌굴 변형을 구속시키기 위해 보강근을 배근 또는 보강철물을 배치한다.
- (4) 강판을 내장한 내진벽에는 강판의 양측에 벽근을 배근한다.
- (5) 연층(連層)내진벽에 접속하는 기둥에서 지진시 큰 압축력을 받는 경우에는 그 기둥의 콘크리트를 구속하는 보강근을 배근한다.
- (6) 주변 철골이 충분한 강성이 있고, 골조의 종국상태에 대해서도 소성화 되지 않는 내진벽근의 정착길이는 15d 이상으로 해도 좋다.

2.10 철골단면의 철근등의 관통구멍에 의한 결손 한도

- (1) 기둥, 보의 H형강, H형강의 조합에 의한 십자형강 플랜지, 상자형 강관, 원형강관의 현지가 생기는 부분에는 원칙적으로 구멍을 설치해서는 안된다.
- (2) 비소성화 부분에서는 그 부분이 안전한 범위내에서 구멍을 설치할 수 있다.
- (3) H형강, H형강의 조합에 의한 십자형강 웹의 구멍은 (2.10.1)식의 한도 이하로 되도록 한다.

$$Z_{pn} / Z_{po} = \nu \cdot Y \quad (2.10.1)$$

여기서 Z_{po} : 철골 전 단면의 소성단면계수, Z_{pn} : 단면 결손을 고려한 철골 단면의 소성단면 계수, Y : 강재의 항복화로서 표 2.10.1의 값으로 한다. ν : 변형 경화에 의해 응력이 상승하는 것을 고려한 안전율로서 표 2.10.1의 값으로 한다.

표 2.10.1 Y, ν 의 값

강 재	Y	ν
SS 400 급	0.59	1.2
SM 490 급	0.66	1.1
기 타	0.70	1.1

(4) 부득이 (1)의 규정에 반하는 구멍을 설치하는 경우에는 (2.10.1)식을 만족하는 범위 내로 한다. 단, ν , Y의 값은 표 2.10.1의 1.1배로 한다.

3장 각 부 배 근

3.1 보, 기둥의 단면형상

(1) 보의 단면형상

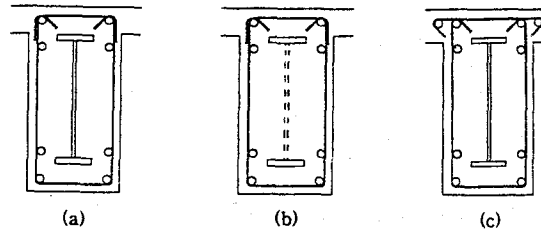


그림 3.1.1 보의 기본 단면형상

(2) 기둥의 단면형상

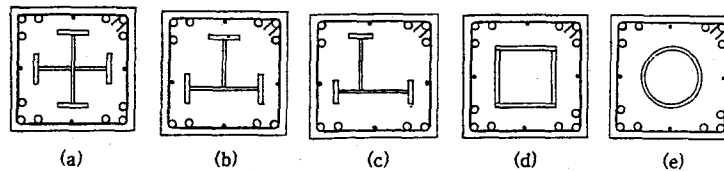


그림 3.1.2 기둥의 기본 단면형상

(3) 스티럽과 띠철근의 형상

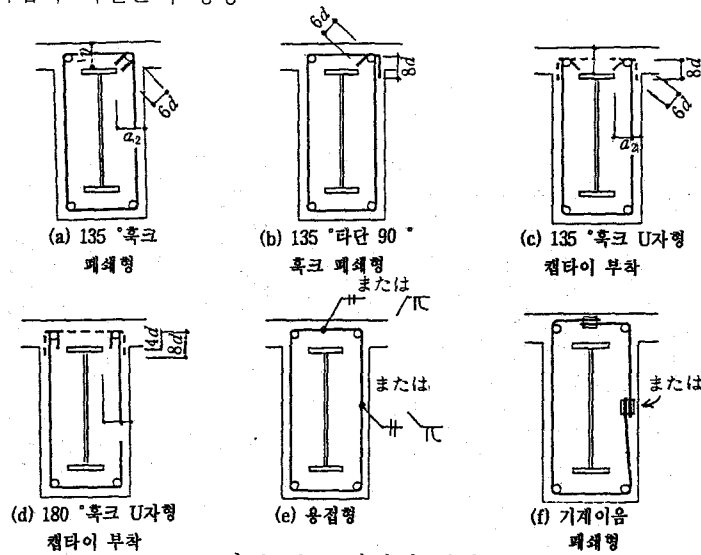


그림 3.1.3 스티럽의 형상(1) [소성화 부분]

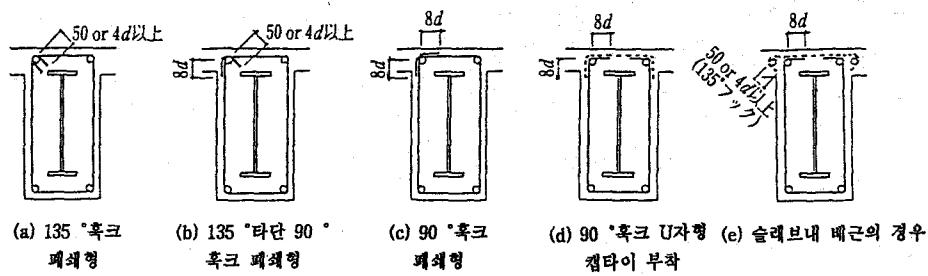


그림 3.1.4 스티럽의 형상(2) [비소성화 부분]

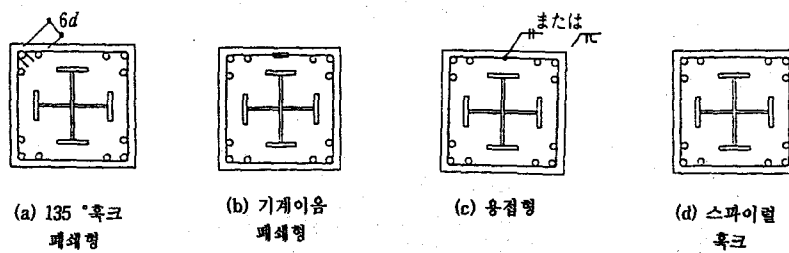


그림 3.1.5 띠철근의 형상(1) [소성화 부분]

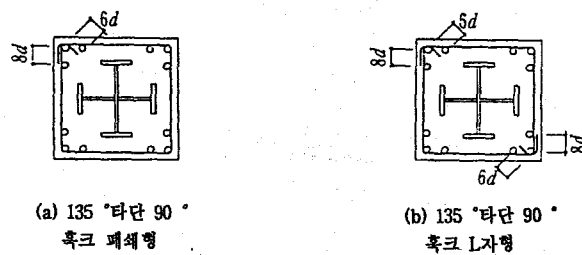


그림 3.1.6 띠철근의 형상(2) [비소성화 부분]

3.2 기둥-보 접합부

(1) 철골

a. 기본적 형상

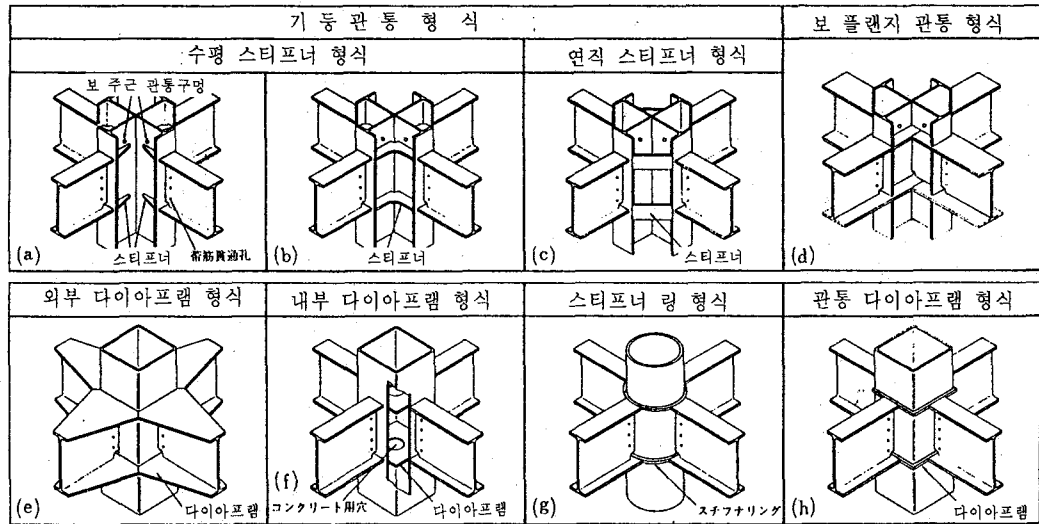


그림 3.2.1 기둥-보 접합부 철골 부분의 기본적 형상

b. 철근 관통구멍의 직경

표 3.2.1 철근 관통구멍의 직경 (단위 : mm)

호 치	D10	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32
관통구멍	21	24	28	31	35	38	43	46

c. 철근 관통구멍의 위치

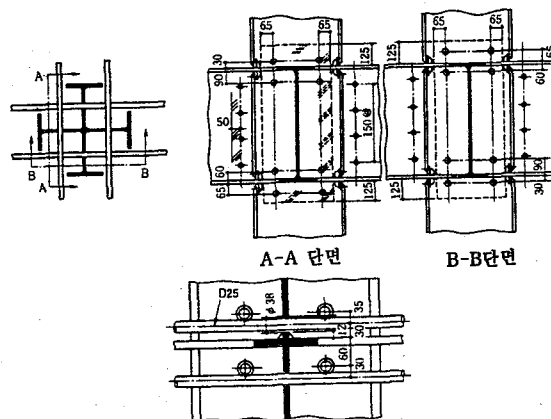


그림 3.2.2 철근 관통구멍의 위치(참고 예)

d. 다이어프램에 설치하는 공기구멍의 예

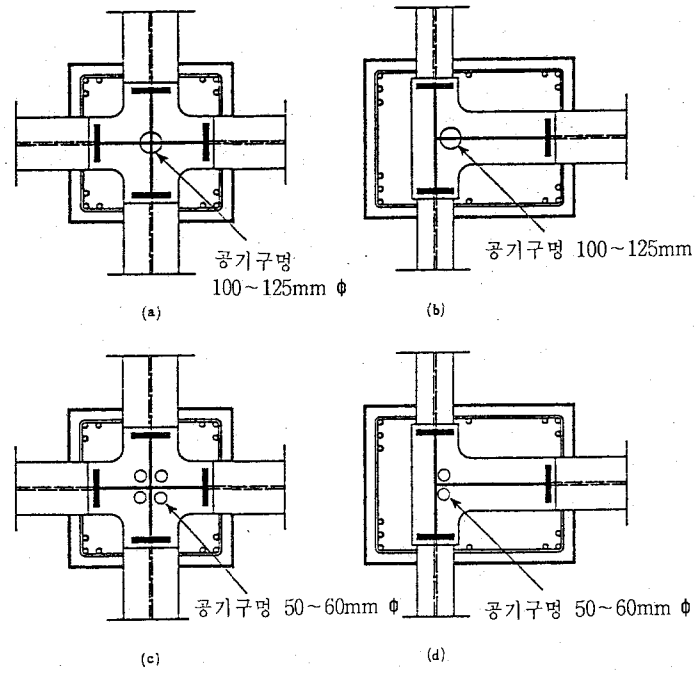


그림 3.2.3 다이어프램에 설치한 공기구멍의 예

(2) 배근

a. 띠철근의 형상

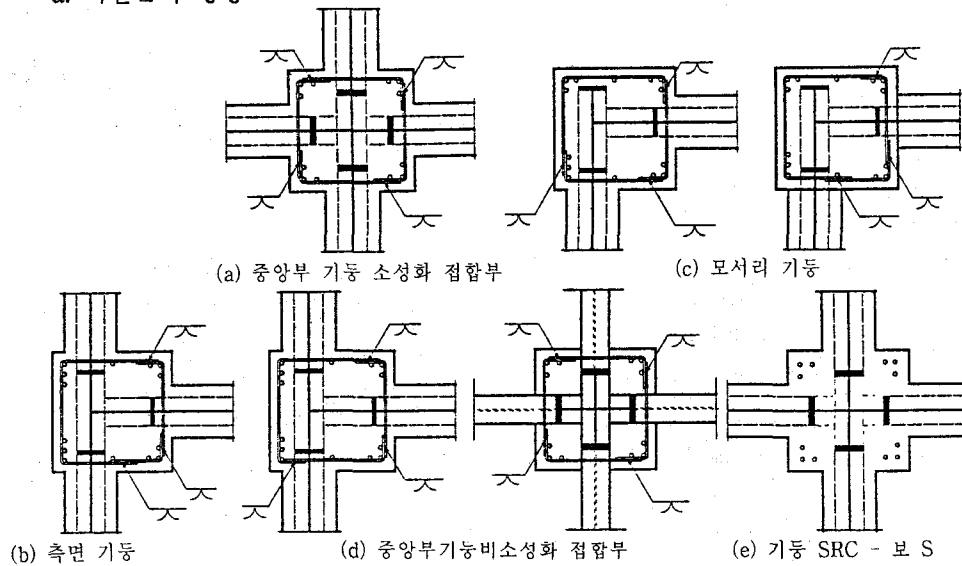


그림 3.2.4 띠철근의 형상

b. 보 주근의 정착

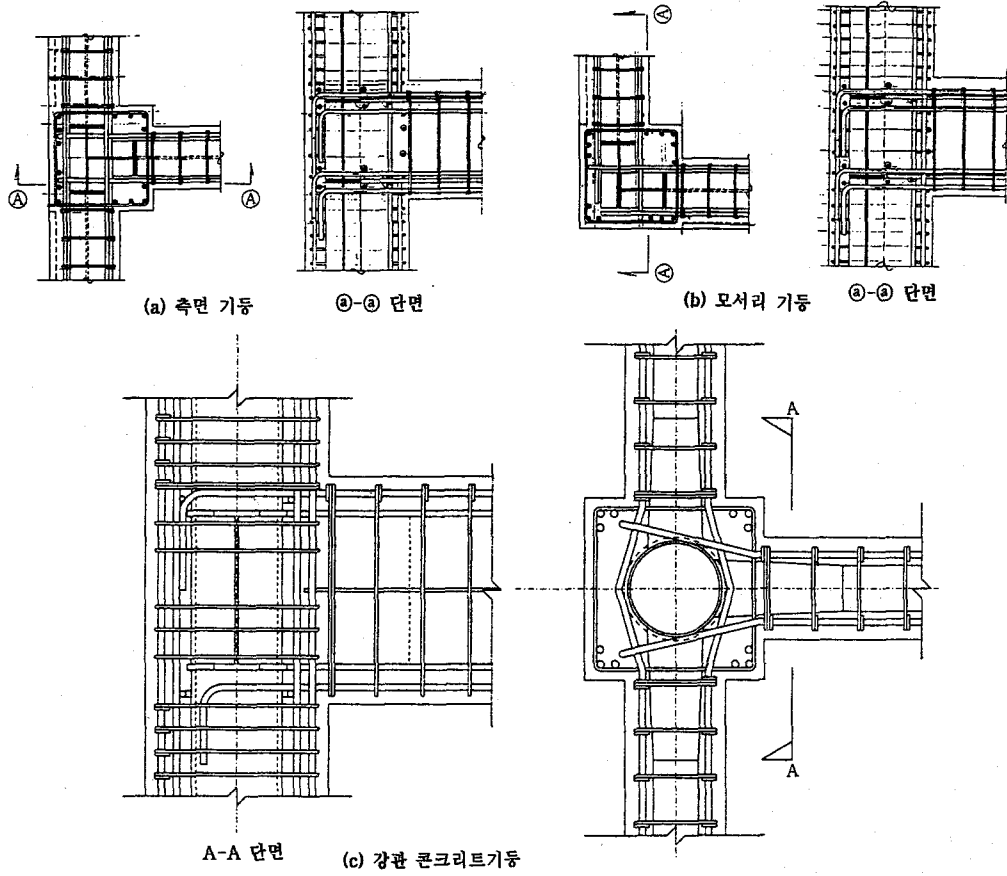


그림 3.2.5 보 주근의 정착

c. 기둥 상단 주근의 정착

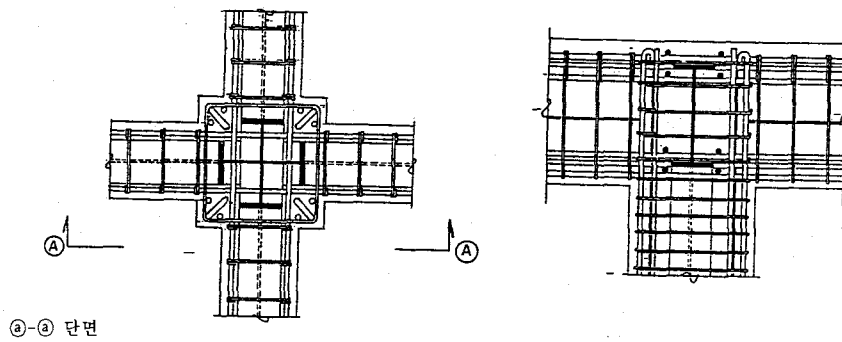


그림 3.2.6 기둥 상단 주근의 정착

3.3 철골이음 주위의 배근

(1) 보

a. 2.7(1)에 의한 경우

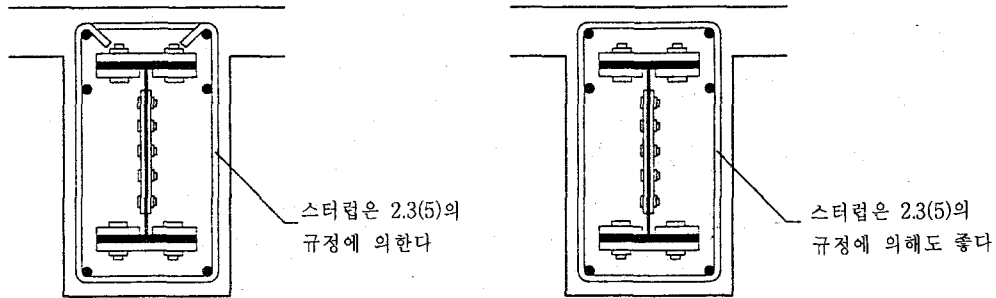
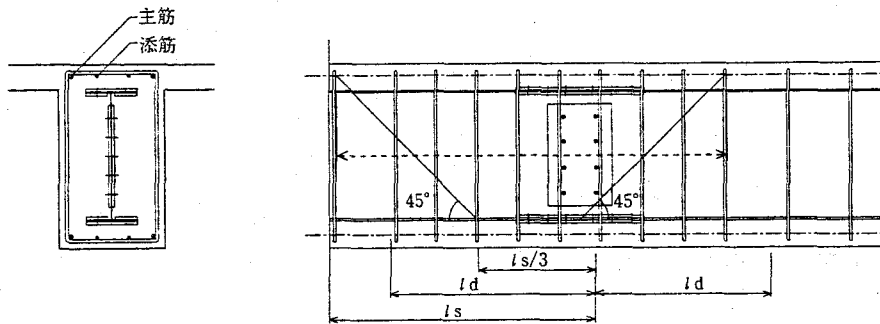


그림 3.3.1 이음이 소성화 부분에 있는 경우 그림 3.3.2 이음이 비소성화 부분에 있는 경우

b. 이음 휨내력의 부족을 철근으로 보강할 경우



- 보강근은 기둥-보 결합부에 삽입하지 않는다.
 - 길이는 필요 정착길이를 한다. 정착길이가 부족한 경우는 보강근의 허용응력도를 저감시킨다.
 - 보내에서 구부릴 수 있으면 구부림 정착으로 해도 좋다.
- 그림 3.3.3 보강근과 응력전달용 스테럽의 배근 예

(2) 기둥

a. 2.7(1)에 의한 경우

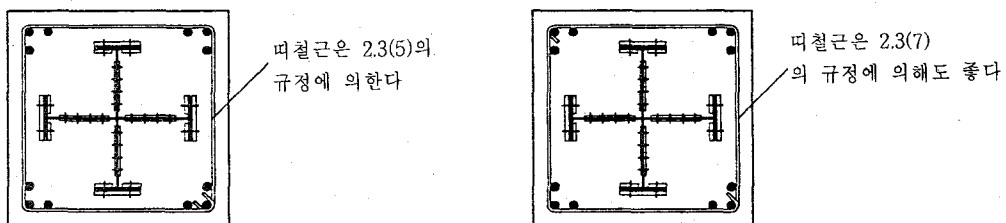


그림 3.3.4 이음이 소성화 부분에 있는 경우 그림 3.3.5 이음이 비소성화 부분에 있는 경우

b. 이음의 전단 내력이 부족한 콘크리트 철근에 따라 보강할 경우

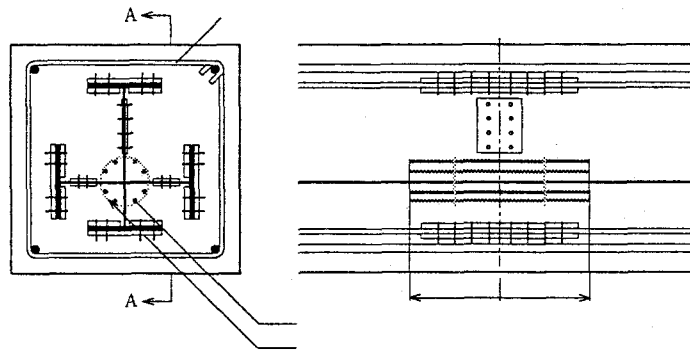
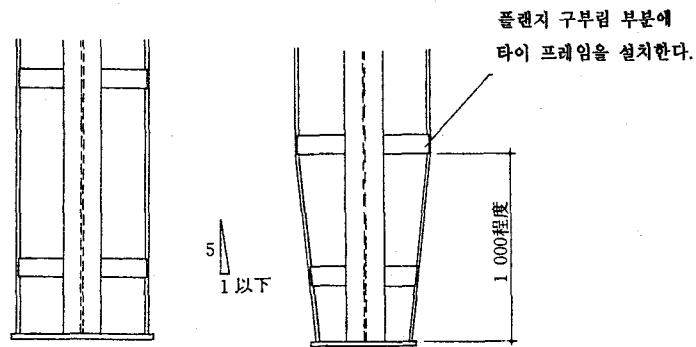


그림 3.3.6 삼입근에 의한 보강 예

3.4 주각

(1) 철골의 형상과 앵커볼트

a. 철골의 형상



(a) 일반 주각

(b) 테이퍼 가공 주각

그림 3.4.1 철골주각의 형상

b. 베이스 플레이트

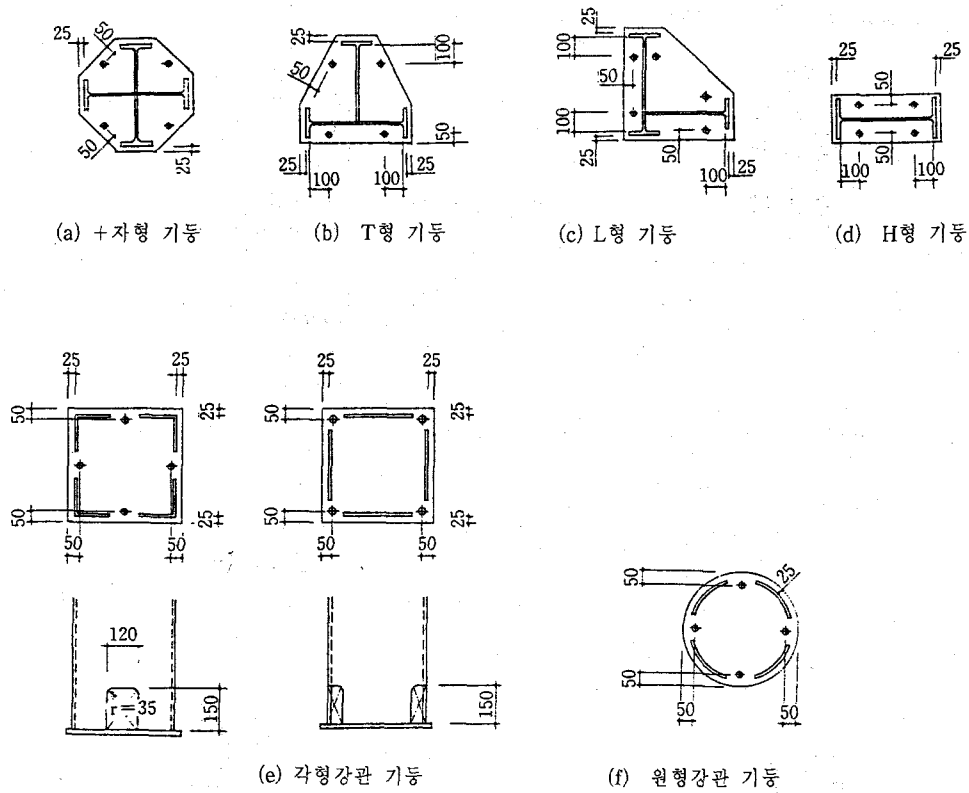


그림 3.4.2 베이스 플레이트의 형상

c. 앵커볼트

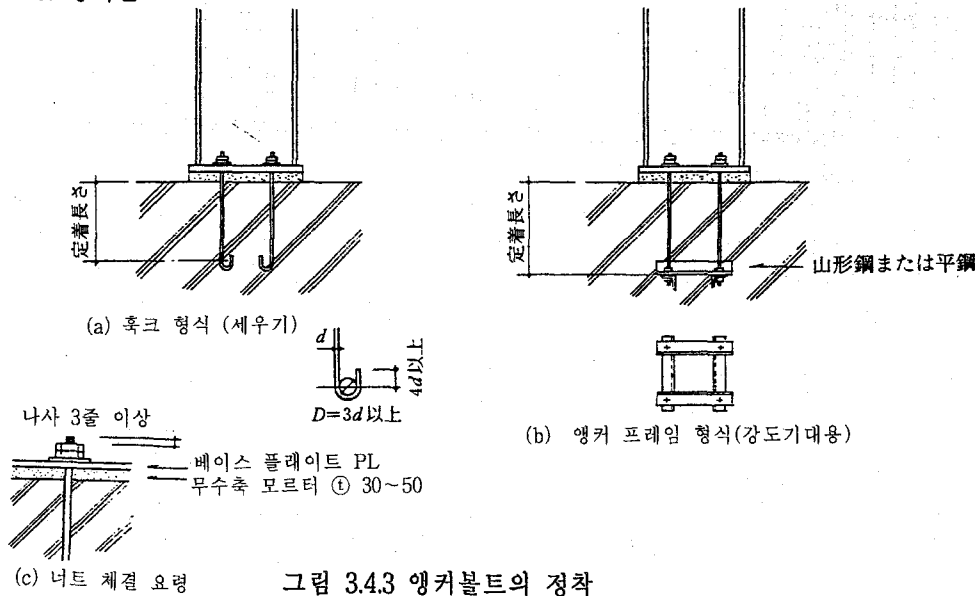
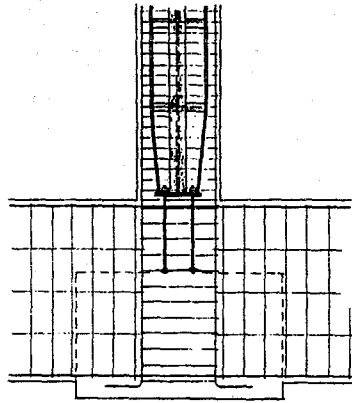


그림 3.4.3 앵커볼트의 정착

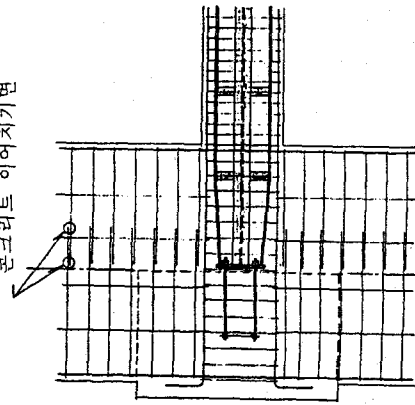
(2) 배근

a. 철골 주각의 설치위치

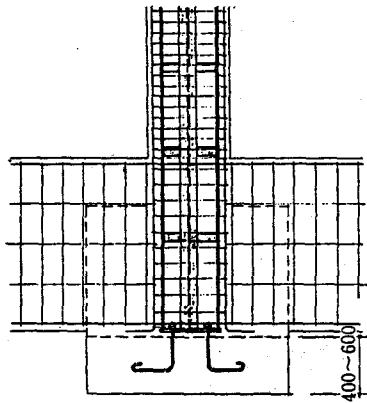


(기초보상단설치형)
(a) 비매립형 주각

발단부는 135° 혹은 180°가공
콘크리트로 이어치기면

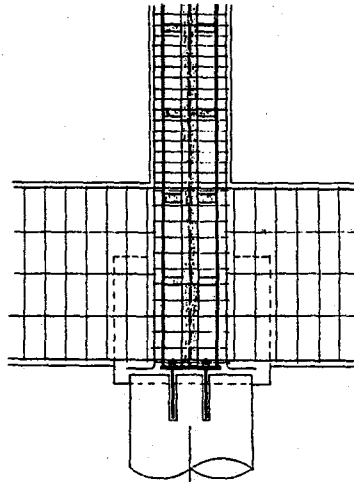


(기초보 상단 설치)
(b) 매립형 주각



(기초부 설치형)
(a) 비매립형 주각

(현장타설 콘크리트
▽말뚝머리 설치형)



(a) 매립형 주각

그림 3.4.4 철골 주각의 설치위치

b. 주근 이음위치

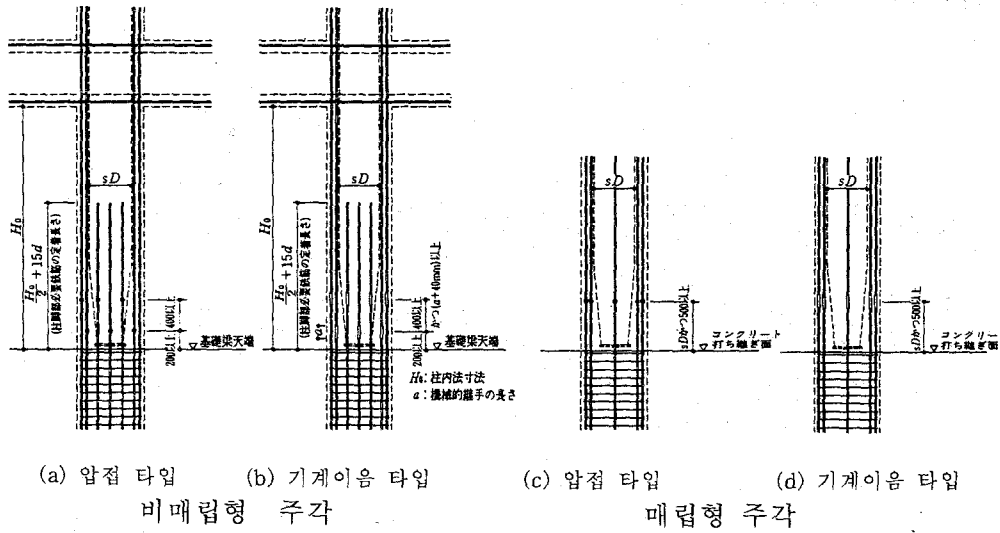


그림 3.4.5 주각부의 주근 이음위치

c. 측면 기둥과 모서리 기둥의 배근

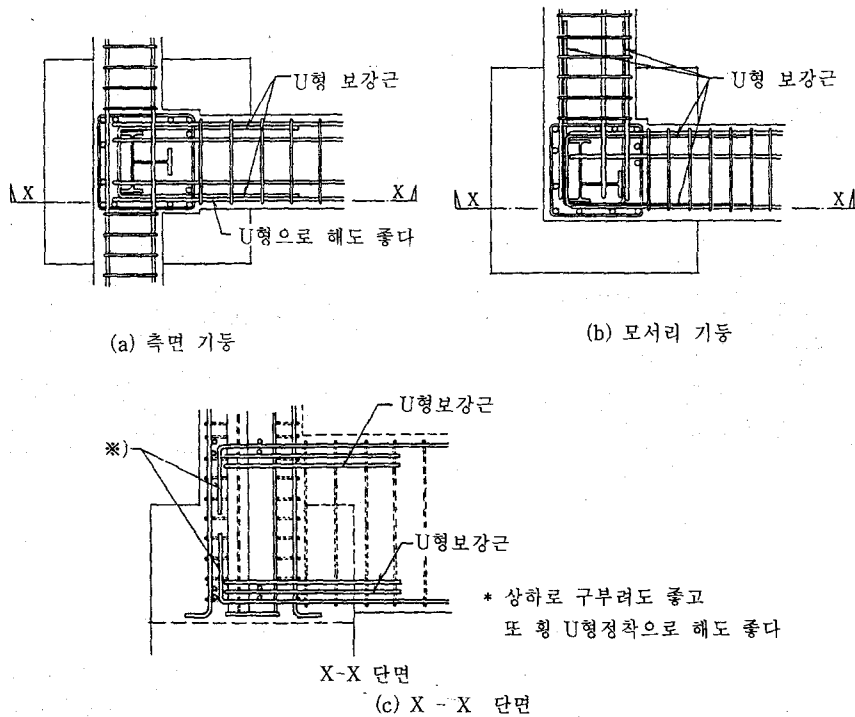
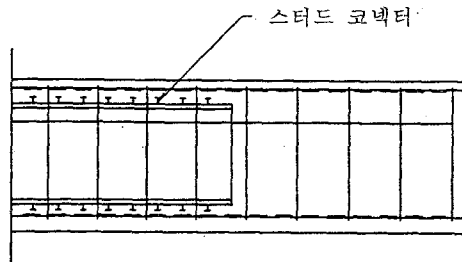
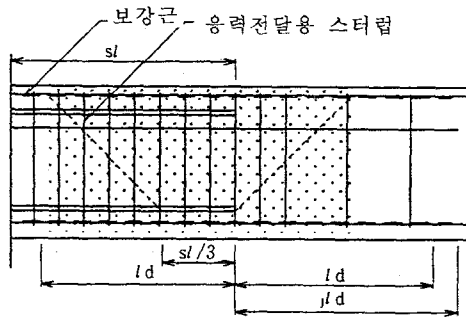


그림 3.4.6 측면 기둥과 모서리 기둥의 배근

3.5 SRC~RC의 교체부

(1) 보



- 보강근, 응력전달용 스티럽의 배근법은 3.3과 같다.
- 2단근을 부재도중에 절단할 경우는 l' 를 필요 정착 길이 이상으로 한다.

그림 3.5.1 응력전달을 스티럽에 의한 경우

- 보강근 2단근의 배근법은 그림 3.5.1과 같다.
- 비소성화 부분의 스티럽은 2.5(6)의 규정에 의하는 것이 좋다.

그림 3.5.2 응력전달을 스티드 볼트 의한 경우

(2) 기둥

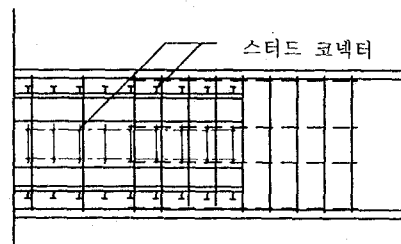
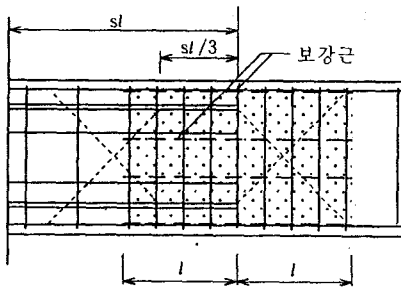


그림 3.5.3 응력전달을 띠철근으로 하는 경우

그림 3.5.4 응력전달을 스티드 코넥터로 하는 경우

3.6 보 관통 구멍

(1) 관통구멍의 위치

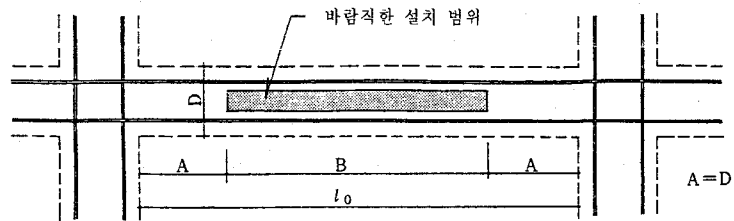


그림 3.6.1 보 관통구멍의 설치 가능 범위

(2) 관통구멍의 크기

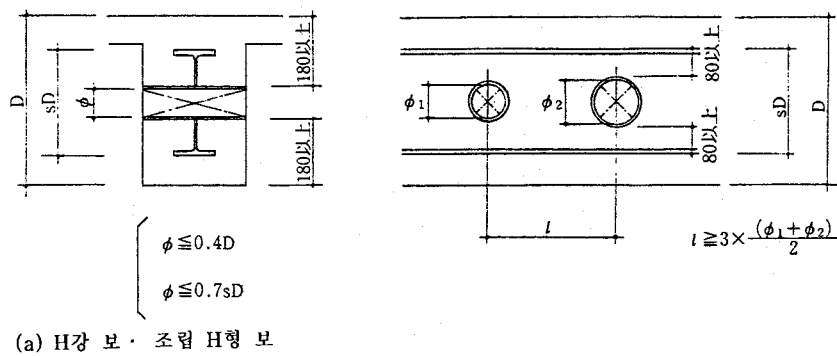


그림 3.6.2 SRC 보의 관통구멍의 한계

(3) 보강방법

a. 철판부분

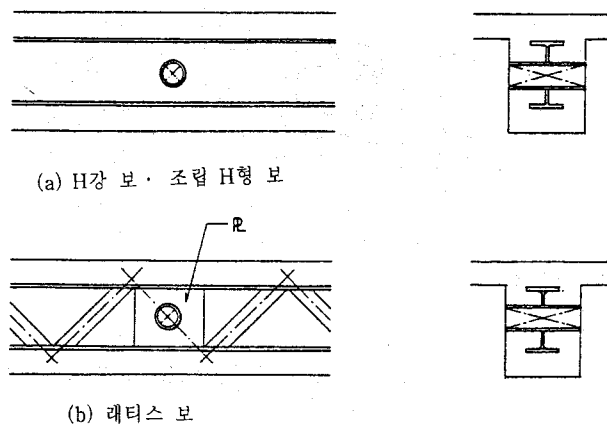


그림 3.6.3 SRC 보의 철판부의 관통 보강예

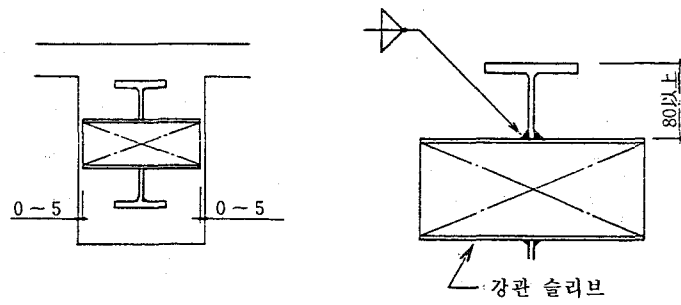
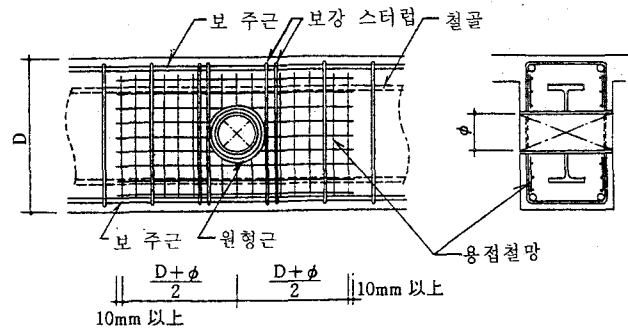
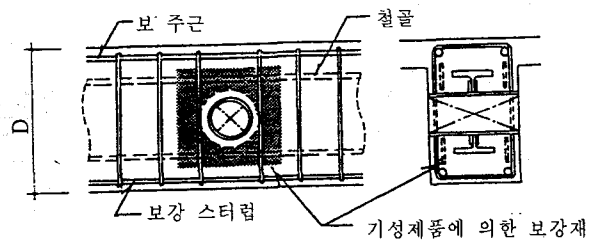


그림 3.6.4 보 관통용 강관의 마무리

b. RC 부분



(a) 용접철망에 의한 보강 예



(b) 기성제품에 의한 보강 예

그림 3.6.5 SRC 보의 RC부의 관통 보강 예

3.7 내진벽

(1) 벽근의 정착

a. 기둥 콘크리트 단면내

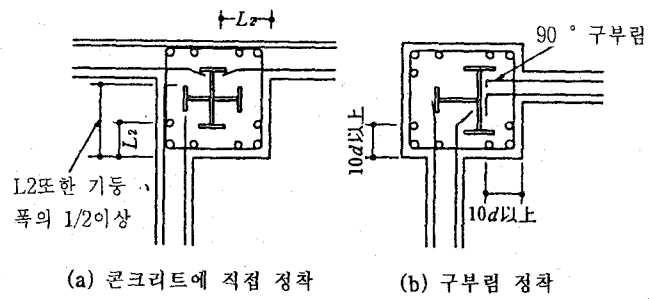


그림 3.7.1 기둥 콘크리트 단면에 정착한 경우

b. 보 콘크리트 단면내

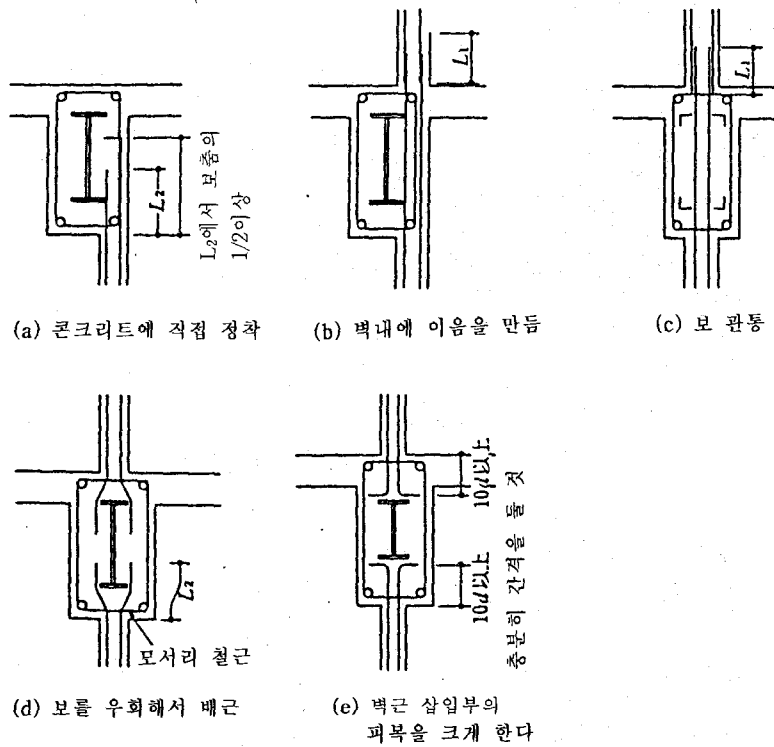


그림 3.7.2 보 콘크리트 단면에 정착한 경우

(2) 철골보와 내진벽의 마무리

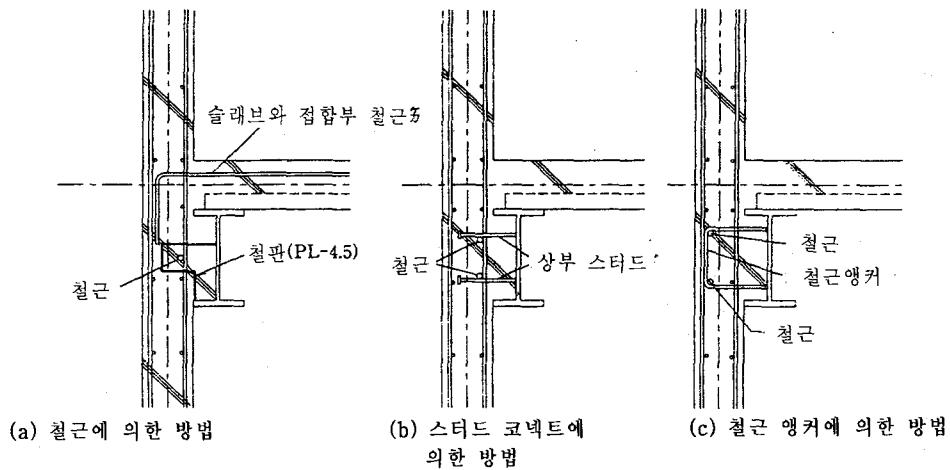


그림 3.7.3 철골보와 내진벽의 마무리

(3) 가새 내장 내진벽

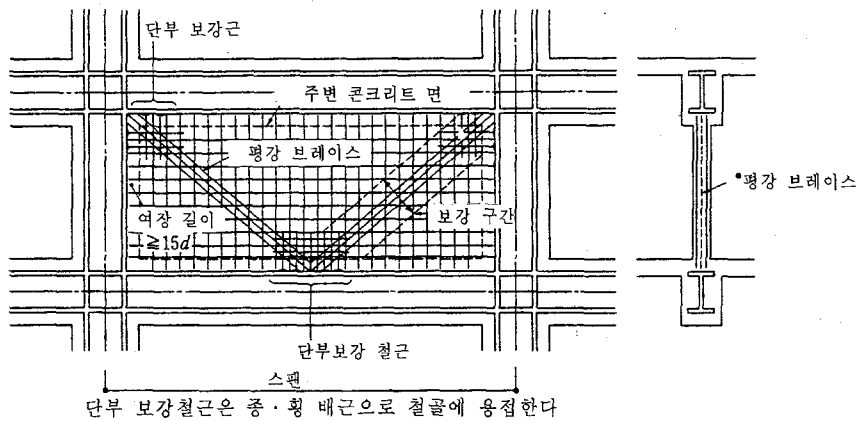


그림 3.7.4 평강 내장 내진벽

(4) 내진벽 내부에 힘의 균형이 이루어진 배근

a. 배근 예

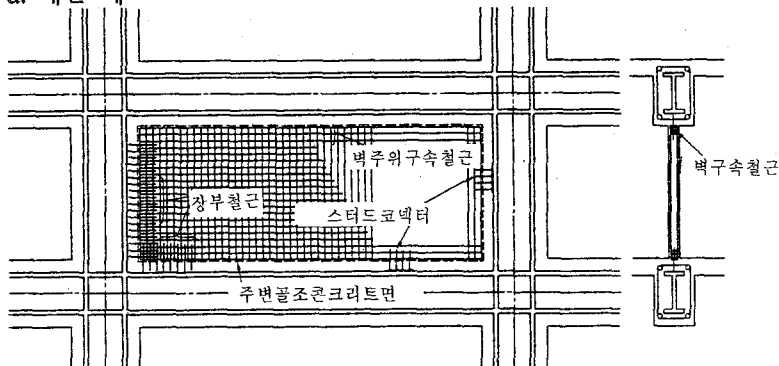


그림 3.7.5 내진벽 내부에 힘의 균형이 이루어진 배근

b. 6의 경우의 주변 골조와 내진벽의 접합 예

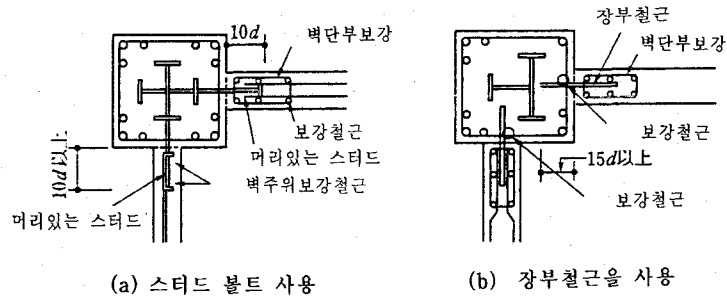


그림 3.7.6 기둥과의 접합

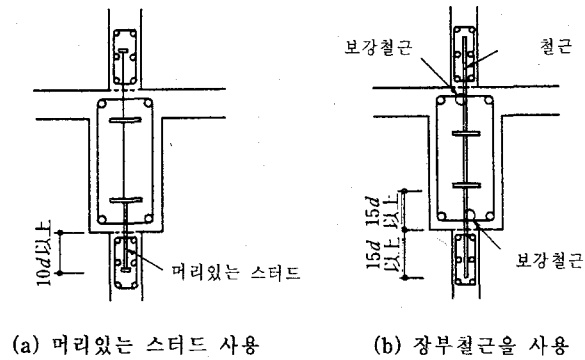


그림 3.7.7 보와의 접합

3.8 기 타

(1) 작은 보, 캔틸레버보 주근의 정착

≥ 30 시공 여유

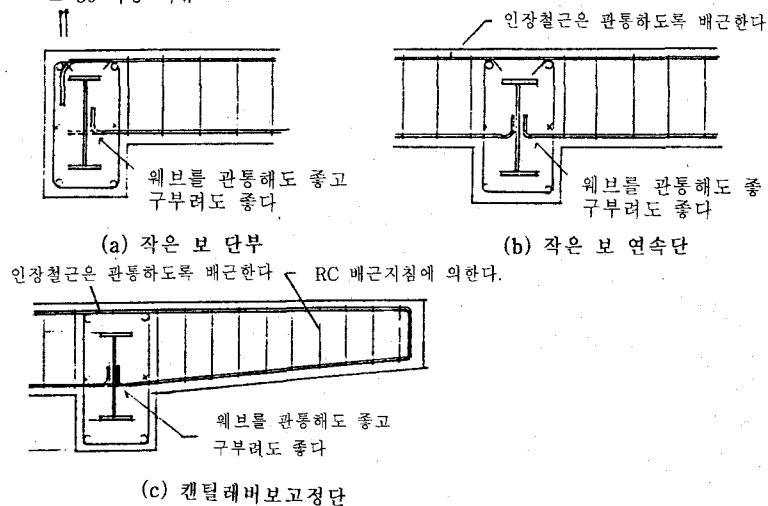
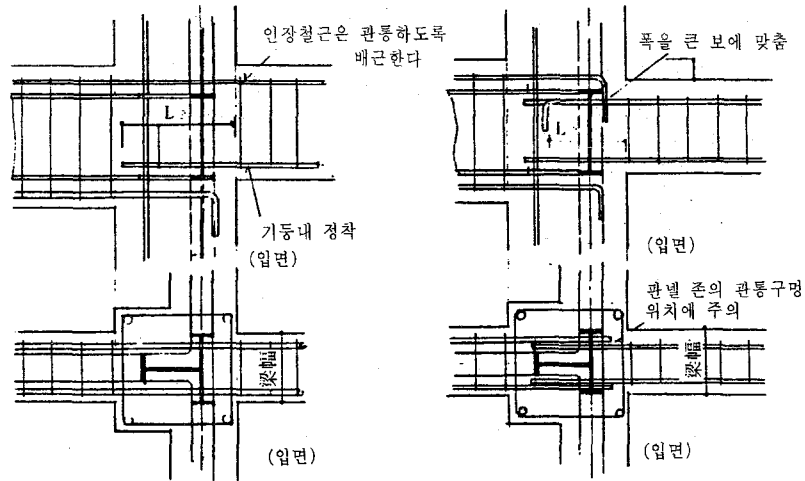


그림 3.8.1 작은보, 캔틸레버 보 주근의 정착



(a) 캔틸레버 보에 단차가 없는 경우

(b) 캔틸레버 보에 단차가 있는 경우

그림 3.8.2 기둥, 캔틸레버 보 주근의 정착

(2) 슬래브근의 정착

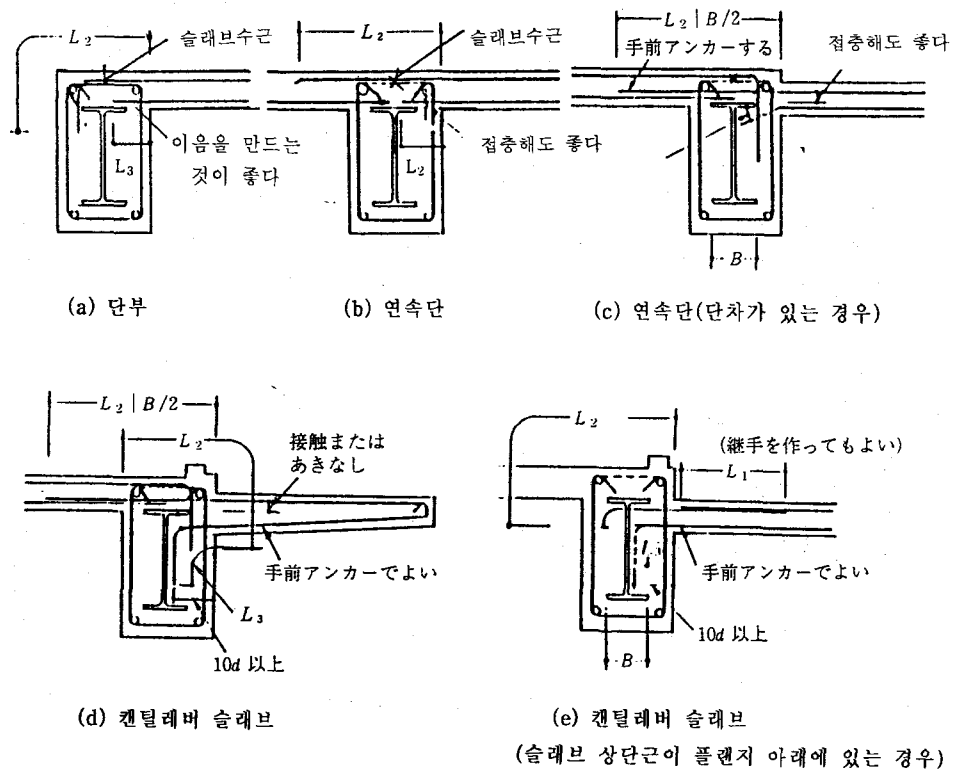
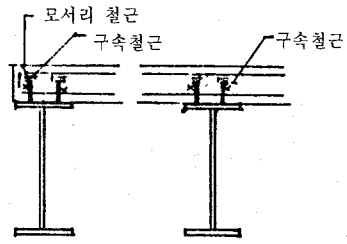
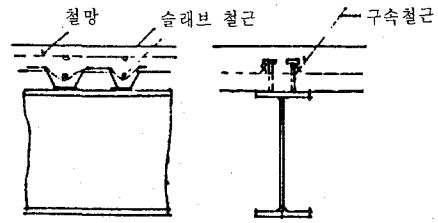


그림 3.8.3 현장타설 슬래브



(a) 현장타설 슬래브



(b) 강제 거푸집 슬래브

그림 3.8.4 철골보 위의 슬래브

빈 면

철골철근콘크리트조 배근지침(안) 해 설

빈 면

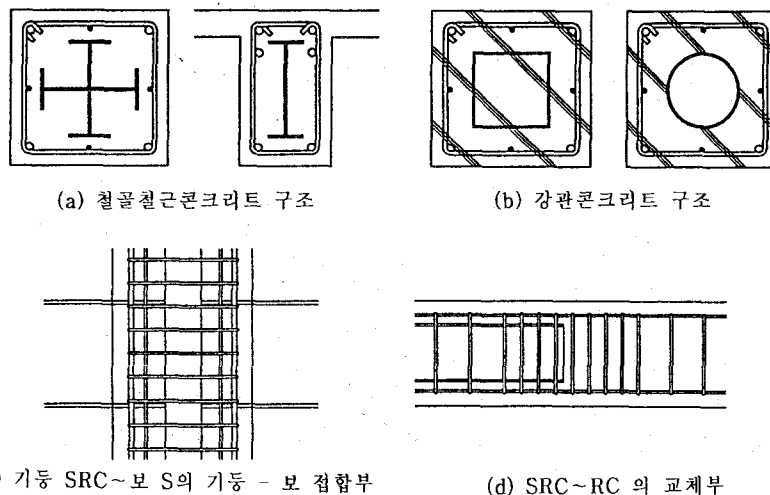
철골철근콘크리트조 배근지침(안) · 해설

1장 기 본 사 항

1.1 적용범위

- (1) 이 지침은 본회 「철골철근 콘크리트 구조계산 기준·동해설」에 따라 계산한 철골철근 콘크리트 구조 및 피복형, 피복충전형 강관 콘크리트구조 각부의 배근에 적용한다.
- (2) 이 지침에 규정되어 있지 않는 사항에 관해서는 본회 「건축공사표준시방서·동해설 JASS (철근콘크리트공사)」 및 「동 JASS 6 (철골공사)」에 따른다.

본 지침은 해설도 1.1.1과 같은 철골철근콘크리트(이하 SRC로 약기)구조 및 피복형, 피복충전형 콘크리트구조 (이하 종합해서 철골철근콘크리트 구조등)의 각부 배근에 관한 지표를 제시하는 것인데, 기본적으로 「철골철근콘크리트 구조계산 기준·동해설 (1987)」^{1.1.1)}(이하 SRC 기준)에 의해 구조설계된 것을 대상으로 하고 있다. 철골 철근콘크리트조 건물이라고 해도 내진벽과 기초보는 철근콘크리트조(이하 RC로 약기)가 일반적이고, 또한 보나 평면의 일부를 RC구조와 강구조로 하는 혼합구조도 최근 많이 사용되고 있다. 그 RC 부분, 철골부분의 구조설계는 본 회 의 「철근콘크리트 구조계산 기준·동해설」^{1.1.2)}(1991)」(이하 RC 기준), 「강구조 설계기준」^{1.1.3)}(1973)」(이하 S 기준으로 약기)에 의해 행해지지만 그 SRC 부분 및 그것과 관계되는 교체부 주위를 대상으로 하였다. 또한, 철골제작에 관해서는 배근에 관계되는 문제를 대상으로 하였다.



해설도 1.1.1 적용범위

고장력강, 고강도콘크리트, 고강도철근의 사용과 프리패브화 등의 신재료 사용, 신구법의 개발도 진행되었지만, 그 배근방법에 관해서는 아직 자료가 충분하지 않기 때문에 대상에서 제외시켰다. 그리고 최근 철근에 원형철근을 사용할 경우는 거의 없기 때문에 대상에서 제외하였지만, 사용할 경우에는 원형철근의 재료, 역학적 성상을 고려해서 본 지침에 준한다.

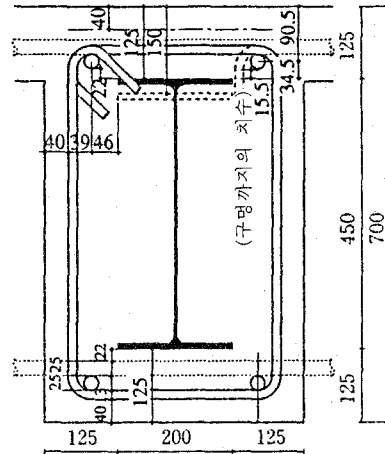
배근방법, 철근의 형상 및 철골의 제작, 시공등은 기본적으로 본 회 「건축공사표준시방서·동해설 JASS 5 철근콘크리트 공사^{11.4)}(이하 JASS 5로 약기) 및 「동 JASS 6 철골공사^{11.5)}(이하 JASS 6로 약기)에 의하는 외에 「철근콘크리트조 배근지침·동해설^{11.7)}(이하 RC 배근지침으로 약기)을 참조하기 하기 바란다.

그러나 SRC 구조에는 철골의 존재 때문에 RC 구조처럼 배근을 할 수 없는 부분이 생기기도 하고 배근 시공이 번잡해지기도 하고, 철골의 가공·제작도 복잡해지는 경우도 많지만 반대로 철골 부분과 RC 부분이 그 약점을 서로 보완해 주는 이점도 있다. 이를 근거로 역학적으로 그 성상을 확인된 것에서는 합리적이고 간략화된 배근법을 제안한다. 본 지침에서는 기존 연구에 기초하여 역학적으로도 종래의 배근법과 비교해 손색이 없는 합리적인 배근법을 제시하였지만 여기에는 SRC 규준에 규정되어 있지 않은 부분이 있다. 본 지침에서는 이 점의 규정은 필요한 만큼의 최소한도에 그치고 실험, 해석 등에 의한 역학적 배경, 설계식의 유도등은 [부록]에 정리해서 이해를 도왔다.

1.2 배근의 원칙

- (1) 철골철근콘크리트 구조등의 설계에서는 단면 결정에 앞서 배근의 방침을 정하고 설계 및 시공에 반영한다.
- (2) 철골철근콘크리트 구조등의 각부 배근은 다음 항목을 고려하여 설계 시공한다.
 - a. 철골 및 기타 철근과의 접속부위의 배근순서
 - b. 콘크리트의 충전성
 - c. 구조체로서의 내구성, 내화성
 - d. 기대되는 역학적 특성
- (3) 철골 부분 또는 철근콘크리트 부분 내력의 일부가 부족할 경우에는 철근콘크리트 부분 또는 철골 부분에 적절한 보강을 함으로써 부족분을 부담시키는 것이 가능하다.

- (1) SRC 구조에 한정하지 않고 구조설계의 기본방침과 배근의 방침은 불가분의 관계가 있다. 본 지침에서는 종래의 배근법을 채용하는나, 간편한 배근법도 채용하는나에 따라 단면의 결정방침도 변하기 때문에 설계에 앞서 배근의 기본방침을 명확히 하는 것이 필요하다.
- (2) SRC 구조에는 철골의 존재에 의해 RC 구조 처럼 배근을 할 수 없는 부분이 많이 존재한다. 예를 들면 SRC 규준 7조에서는 철골의 피복두께 최소치를 5 cm로 규정하고 있지만 직교하는 보의 주근, 종래의 스티럽 구부림부의 반경, 혹크의 구



해설도 1.2.1 기존 스티럽과 철골의 피복두께

부림각도, 여장등을 고려하면, 15cm정도는 필요로 하게 된다. 기둥-보 접합부의 경우에도 띠철근은 보 철골의 웨브를 관통시킬 필요가 있어 4개로 분할해서 관통시킨 후, 용접등으로 일체화하는 번잡한 수순을 취하지 않을 수 없다. 내진벽의 벽철근도 주변의 기둥, 보의 철골이 장애가 되어 통과되는 배근이 불가능해 지고, 정착에 무리가 생기는 경우가 있다. 이러한 철근과 함께 철골이 얹혀 있기 때문에 콘크리트의 충전성에도 문제가 생기는 경우가 있어, 배근공사, 콘크리트공사등 시공상 무리가 없는 배근설계를 하는 것이 중요하다.

철골 부분의 형식도 철골 제작상 문제만 아니라, 배근의 노력, 콘크리트의 충전성에도 크게 영향을 끼친다. 특히 기둥과 보의 접합부에는 다이아프램의 형식, 철근 관통 구멍 수와 위치등을 철골 자체의 제작상의 문제점 뿐만 아니고 보 주근의 정착, 접합부 띠철근의 배근, 콘크리트 충전성 등의 문제를 포함해서 검토한다. 철골 제작등에 관해서는 원칙적으로 JASS 6에 의하지만, SRC 구조 특유의 문제점도 많다는 것을 잊어서는 안된다.

부재, 가구의 내력·변형능력등의 역학적 요구와 시공의 간편함에는 상반되는 요소가 많다. 따라서 본 지침에는 배근설계의 원칙은 JASS 5에 따르지만 소성변형능력이 요구되는 부분과 그렇지 않은 부분으로 나누어, 전자에는 충분한 소성변형에 저항하는 배근을, 후자에는 내력상 지장이 없는 경우에는 간편한 배근을 하는 것으로 한다.

(3) SRC 구조는 철골 구조와 RC 구조의 합성구조이므로 상호간의 약점을 보완해 주어 역학적으로 유리하다. 이 점을 고려하여 실험, 해석 등으로 확인되어 있는 것에 의해서 철골부분의 내력 부족을 RC 부분으로, RC 부분의 내력 부족을 철골 부분으로 보완하는 방법을 제시한다.

예를 들면 철골이음의 내력 부족을 RC 부분에 주근을 증가시켜 보강하는 방법, 기둥-보 접합부의 RC부분의 내력 부족을 철골 판넬을 강화 시킴으로써 보강하는 방법등이 있다.

1.3 소성화 부분과 비소성화 부분

구조체가 붕괴에 이를 때 까지는 축력, 전단력, 휨모멘트에 의해 휨 항복 또는 전단 항복이 생기는 부분을 소성화 부분, 구조체가 붕괴에 도달해도 여기에 소성화가 생기지 않은 부분을 비소성화 부분이라고 부른다.

소성화 부분과 비소성화 부분에는 다음의 원칙에 따라 배근한다.

- (1) 소성화 부분에는 충분한 소성변형능력을 보유 할 수 있도록 배근한다.
- (2) 비소성화 부분에는 붕괴기구 성립시까지 응력에 저항할 수 있도록 배근한다.

구조체 각부의 설계는 본래 그 부분에 요구되는 내력, 변형능력 등의 역학적 성능에 의해 결정되어야 한다. SRC 규준 제 7조는 부재가 부재로서 성립하는 최소규정이 수록되어 있다. 실제로는 단면결정의 대상이 되는 최대 응력의 부분, 변형능력이 요구되는 소성화 부분의 상세를 그외의 부분에도 준용되는 것이 관행으로 되어 있다.

구조체가 붕괴에 도달 할 때까지는 그 부분이 받는 축력, 전단력, 휨모멘트에 의해 항복하지 않는 부분에는 대지진시의 소성변형을 특별히 고려할 필요는 없고 붕괴기구 성립시까지 그 부분이 받는 최대 응력에 견딜 수 있도록 설계되어 있으면 된다. 따라서 이 비소성화 부분의 상세는 SRC 규준의 내력평가식으로 채택되고 있는 누가강도식을 성립시키는데 필요한 것 이상으로 할 필요가 없으므로 소성화부분 보다 상당히 완화할 수 있다. 본 규정은 이러한 사고방법에 입각해서 소성화 부분과 비소성화 부분을 명확하게 구분하고, 그 배근방침을 나타낸 것이다. 비소성화 부분이란 다음과 같은 부분을 말한다.

(i) 보 붕괴형 라멘의 기둥

보 붕괴형 라멘의 기둥은 기본적으로 전영역 비소성화 부분으로 간주 할 수 있다. 단, 최상층 기둥의 주두, 최하층 기둥의 주각에는 소성힌지가 발생하는 일이 많기 때문에 주의를 요한다. 또한 기둥과 보의 내력비 등을 검토해서 보 붕괴가 성립하는 것을 확인 할 필요가 있다.

(ii) 기둥, 보의 소성힌지부 이외의 부분

붕괴기구 성립시에 소성힌지가 형성되는 것은 기둥에서는 주두, 주각, 보에서는 양단이 되는 것이 일반적으로, 그 길이는 RC 부분에는 RC 단면, 철골 부분에서는 철골 단면층의 1.5배 정도가 된다. 한편 스패이 큰 보의 경우 연직하중의 영향으로 소성힌지가 중간에 생기는 경우도 있기 때문에 주의를 요한다.

축항복, 전단파괴하는 부재는 전역 소성화 부분으로 간주한다.

(iii) 주변의 기둥, 보가 내력에 이르는 이상의 내력을 갖는 중앙부 기둥의 기둥-보 접합부

상기의 조건을 만족하는 기둥-보 접합부는 측면기둥, 모서리 기둥에서도 비소성화 부분으로 보아도 된다고 생각되지만, 실험자료가 없기 때문에 중앙부 기둥에 한정했다.

(iv) 전단균열이 발생하지 않는 내진벽과 그 주변의 기둥 및 보

가구의 내력이 내진벽의 회전력에 의해 결정되고 벽 자체가 전단내력에 도달하지

않는 경우의 벽 본체와 그 주변의 기둥 및 보의 비소성화 부분으로 한다.

(v) 슬래브, 작은 보

본질적으로 연직하중만을 지지하기 위해 설치되는 부재는 비소성화 부재로 한다.

(vi) 기타 붕괴기구 성립시까지 소성화 되지 않는 부분

이상의 비소성화 부분에서는 2장 이후의 비소성화 부분의 배근법에 따라 배근설계를 할 수 있다.

参考文献

- 1.1.1) 日本建築學會：鐵骨鐵筋コンクリート構造計算規準・同解説. 1987
- 1.1.2) 日本建築學會：鐵筋コンクリート構造計算規準・同解説. 1991
- 1.1.3) 日本建築學會：鋼構造計算規準・同解説. 1973
- 1.1.4) 日本建築學會：建築工事標準仕様書・同解説. JASS 5 鐵筋コンクリート工事. 1993
- 1.1.5) 日本建築學會：建築工事標準仕様書・同解説. JASS 6 鐵骨工事. 1993
- 1.1.6) 日本建築學會：鐵筋コンクリート造配筋指針・同解説. 1986

2장 일 반 사 항

2.1 피복두께, 간격 등

- (1) 철근에 대한 콘크리트의 피복두께는 JASS 5에 의한다.
- (2) 철골에 대한 콘크리트의 피복두께는 5cm이상, 보통의 경우는 10.0cm 이상으로 한다. 단, 보의 주근을 D 22, D 25로 하는 경우에는 12.5cm 이상으로 한다.
- (3) 주근 상호간격은 조골재 최대치수의 1.25배 또한 25mm 이상, 이형철근 공칭치수의 1.5배이상으로 한다.
단, D 25 이하의 경우에는 32mm, D 29의 경우에는 35mm 로 해도 좋다.
- (4) 주근과 재축방향 철골의 간격은 25mm 이상 또한 조골재 최대치수의 1.25배 이상으로 한다.

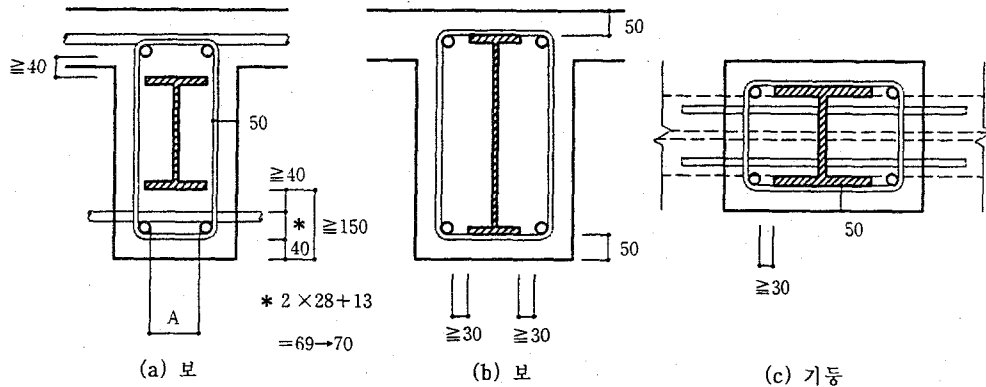
(1) (2) 철근 및 철골에 대한 콘크리트 피복두께 최소치는 부재의 내구성, 내화성 확보의 관점에서 건축기준법 시행령(이하 시행령으로 약기), JASS 5 및 SRC 규준에 의해 정해져 있어 본 지침도 이것에 준한다.

철골의 피복두께를 5 cm로 하는 경우의 단면형태는 해설도 2.1.1 에 나타낸 것과 같은 것을 생각할 수 있는데 상당히 특수한 예이다. (a)는 스티립을 철골 플랜지 측면에 접촉하도록 배치하고 보주근을 철골 플랜지의 상하에 오도록 배치한다. 이 경우 하단의 플랜지와 주근 간격은 콘크리트 충전성등을 고려하면 40mm 정도가 필요하다. 그림 중 A 사이에 기둥의 플랜지의 폭이 들어오던가 또는 이 보의 단면방향에 기둥 플랜지가 없는 것이 조건이 된다. (b)는 동일한 보의 경우로서 철골 플랜지와 동일 레벨에 보 주근을 배치하는 예이다. (c)는 기둥의 예로, (b)의 보와 동일한 사고로 단면형을 만들 수 있다. 여기에서는 RC 배근지침에 따라 철근 직경은 최외경을 일컫는다. 일반적으로 도리방향, 보방향 모두 철골의 보춤을 동일하게 해서 설계하기 때문에 해설도 2.1.1 과 같은 단면 형태를 채택하는 것은 불가능 하다. 따라서 SRC 구조에서 자주 채용되는 철근 직경을 주근으로는 D 25, 전단보강에는 D 13이라 하면 해설도 2.1.2 철근 최외경을 사용하고 또한 기둥보접합부의 웹 보주근의 관통구멍의 가장자리 틈의 높이를 철골플랜지 상단면에서 15 mm 로 하면 철골의 피복두께는 12.5cm 이상 필요하다. 주근에 D 29를 사용하는 경우에는 기둥-보 접합부의 보 주근의 마감방식을 검토해서 철골의 피복두께를 결정할 필요가 있다.

본 지침에는 135° 혹크 있는 스티립의 배근을 반드시 의무화하고 있지 않다. 이것은 스티립에도 용접 폐쇄형철근을 이용 할수있고 동시에 보의 비소성화 부분에는 90° 혹크라도 된다고 하고 있는 것에 의한다. 이것에서 철골의 콘크리트 피복두께는 통상의 경우 10.0 cm로 했다.

단, 기둥단면으로 T형이 되는 부분은 기둥 주근과 철골사이에 보철근이 삽입되는 부분의 피복두께를 15.0 cm이상으로 하는 것이 좋다. 또한 135° 혹크가 있는 스티립이나 띠철근을 이용하는 경우의 피복두께 최소치는 RC 배근지침의 부록 D에 나타냈으므로 참조하기 바란다.

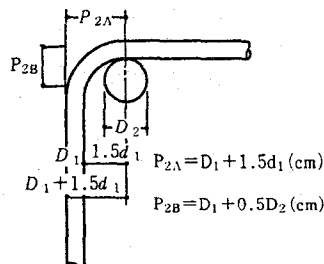
(3) (4) 설계에 사용하는 철골의 피복두께는 이 이외에 철골과 철근의 마감, 콘크리트의 충전성 등을 고려할 필요가 있다. 구체적으로 검토할 사항에는 철골과 철근의 간격, 철근 상호의 간격, 스티럽, 띠철근 단부의 후크 구부림각도, 기둥-보 접합부의 마감, 철근 이음등의 형상 등이 있다.



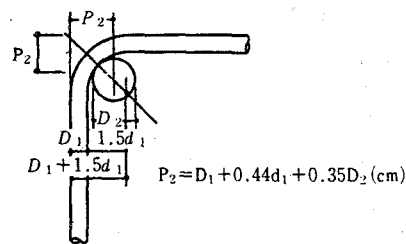
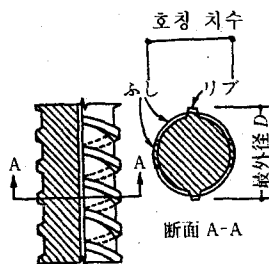
해설도 2.1.1 철근의 피복두께가 5cm일때 단면 예

이들의 치수는 주로 내장된 철골기둥의 단면형상 및 접합부의 조립방법에 의해 보 주근의 위치가 미세하게 변하는 것과 측면기둥, 모서리기둥에서는 외측쪽의 철골의 피복두께가 변화하기 때문에 부재의 계획단면(가정단면)에서 접합부의 1/10 ~ 1/5의 축척도로써 각부의 피복두께를 검토하는 것이 필요하다. 해설 2.1.3는 동경도 [건축구조설계지침]에 기재된 피복두께의 최소치이다. 이 피복 두께의 크기로서 실제의 마감의 크기로 부터 철근의 크기를 역산해 보면 스티럽은 D 10 이하, 보의 주근은 D 16 정도가 되고, 본 지침에서 상정하고 있는 보의 스티럽 D 13, 주근 D 25의 배근으로는 철근의 마무리가 불가능하게 되어 있다. 따라서 해설도 2.1.3 각부의 치수는 철근 지름을 가능한 한 작게 한 경우의 SRC 구조 피복두께의 최소치로 생각하는 것이 좋다. 따라서 본지침에서는 해설도 2.1.4 에 나타난 마무리를 표준으로 하고 있다.

치수	최대외경 (D)	호칭	최대외경 (D)
D10	11	D29	33
D13	14	D32	36
D16	18	D35	40
D19	21	D38	43
D22	25	D41	46
D25	28	D51	58

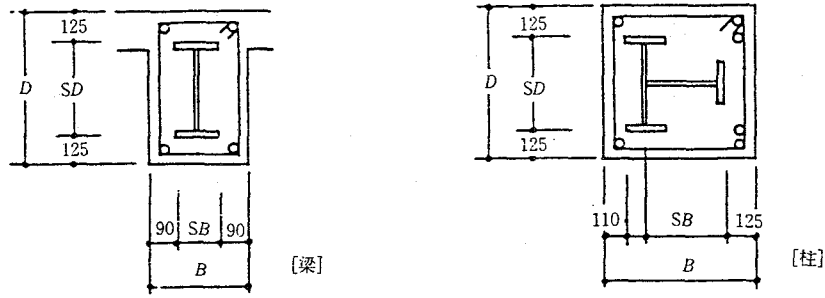


(a) 보의 모서리 철근

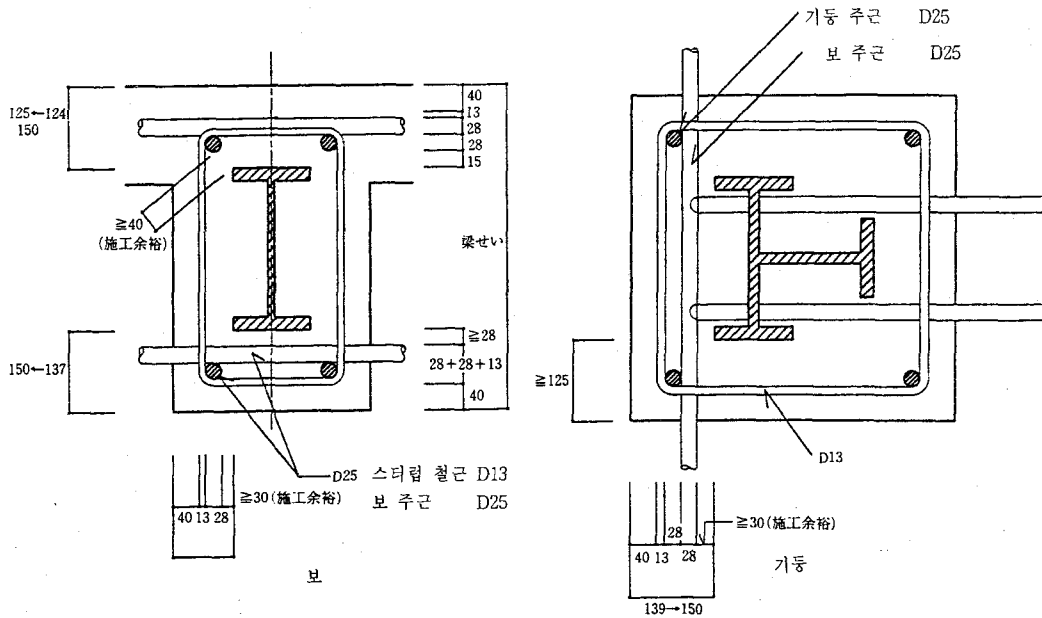


(b) 기둥의 모서리 철근

해설도 2.1.2 철근의 최외경과 기둥·보 주근 모서리에서의 거리



해설도 2.1.3 문헌 (1.1.6)에 나타난 최소 피복두께



해설도 2.1.4 본 지침에서 상정한 철근의 피복두께

해설도 2.1.4는 RC 배근지침에 보이고 있는 기둥-보 접합부의 철근과 철골의 마감방식을 주근상호의 간격, 철근과 철골의 간격, 콘크리트의 충전성에 착안해서 도시하고 있다.

일반적으로 접합부의 철골과 철근(주로 보의 주근)의 마감을 검토하는 경우, 주근상호 간격은 D 25에서는 32 mm, D 29에서는 35 mm정도가 필요하다. 주근과 축방향 철골의 간격은 25 mm 이상 또한 조골재 최대치수의 1.25배로 하면 된다. 주근 정착 부등에서 주근과 직교하는 철골에 대해서는 간격을 0으로 해서 접촉해 있어도 좋다.

參考文獻

2.1.1) 東京都建築構造行政連絡會監修：建築構造設計指針計 (1991年版)

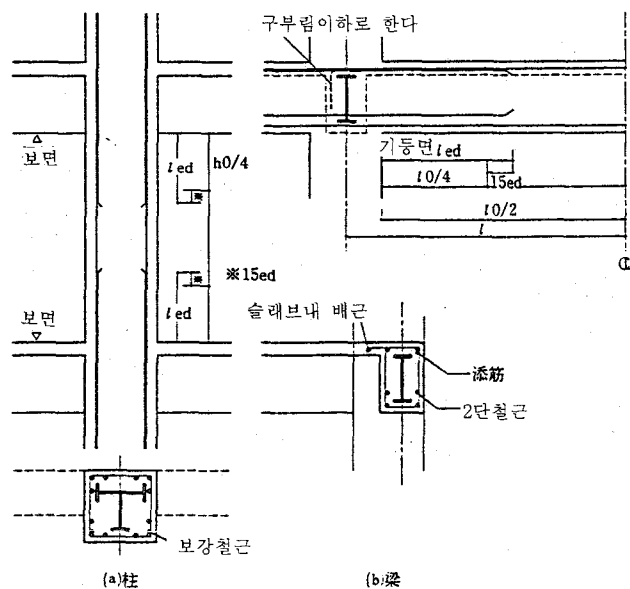
2.2 기둥, 보의 주근 적정 및 이음

- 1) 주근은 D13이상으로 한다.
- 2) 주근에 묶음철근을 사용하는 경우는 D25 까지로 하고, 묶음철근은 3본까지로 하고 그 배치, 부착의 점정에는 묶음철근과 동일한 단면적의 1본의 철근으로 취급한다.
- 3) 철골의 이음과 철근의 이음위치는 원칙으로 큰 응력이 생기는 위치를 피하고 동시에 동일개소를 피한다.
- 4) 주근의 이음에 가스압접, 인클로즈용접 또는 기계적 이음을 사용하는 경우에는 전수이음으로 해도 좋다
단, 철골 부분의 이음은 보강판의 단부부터 20cm 이상으로 띄우는 것을 원칙으로 한다.
- 5) D29 이상의 주근의 이음에는 겹침 이음을 사용해서는 안된다.

(1) RC 규준에 준하기 때문에, SRC 규준에도 이 규정이 적용되고 있다.

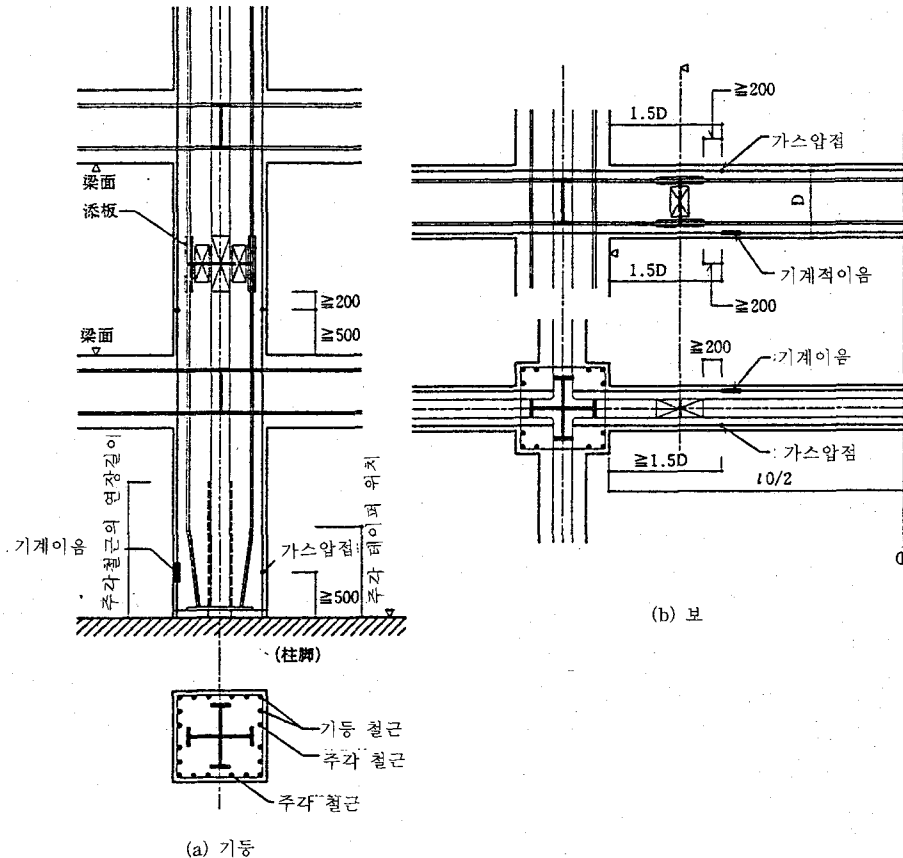
(2) SRC 부재 단면내에는 철골이 내장되어 있기 때문에 주근의 간격을 충분히 띄워 배근하는 것이 불가능한 경우나 혹은 주근을 부분적으로 많이 배근하고 싶은 경우 등이 있다. 주근간격을 충분히 취할 수 있는 경우나, 구조적으로 균형이 취해진 경우는 특별히 묶음철근을 사용해 설계 할 필요는 없다. 단, 부분적으로 설계응력이 불균등하게 되는 경우, 철골단면(특히 플랜지)의 판두께를 한 사이즈 크게 할 필요없이 2~3본의 묶음철근을 사용해 철근량을 약간 증대 시킴으로써 보단부 혹은 기둥단부를 부분적으로 보강해서 내장하는 철골단면을 국부적으로 변경시키지 않고 설계가 가능한 경우에 활용하는 것을 상정하고 있다 (해설도2.2.1). 또한, 주근 간격이 충분치 못한 경우는 적극적으로 묶음철근을 사용하는 것이 좋고 철근 상호의 간격을 넓힐 수 있어 콘크리트의 시공성을 용이하게 할 수 있다.

RC 규준의 묶음철근에 관한 기술은 제 1판 2.2.1과 제 6판 1.1.2의 기술에 약간 차이가 있지만 기본적으로는 동일하기 때문에 본문에는 제 6판의 기술에 의한다.



해설도 2.2.1 2단철근의 사용방법

(3) 철팔이음의 볼트구멍의 결손도 어느 일정한도 이하라면 부재에 소성현지가 생기기 이전에 파단하는것을 생각하기 어렵다. 그러나 부재의 안전성에 대한 신뢰도를 높이고, 스플라이스 플레이트·고력볼트·철근이 중복되서 콘크리트의 충전성을 저하시키지 않도록 철팔이음의 위치는 철근의 이음과 동일 위치로 하지 않는 것으로 한다. 주근의 이음위치는 보에서는 기둥의 콘크리트 면부터 보춤의 1.5배이상 떨어진 위치에, 기둥에는 보의 콘크리트 표면부터 500mm 이상 떨어진 위치에서 이음을 두어도 좋다. 단, 비매립형 주각의 주근의 이음위치는 기초보 콘크리트 상단부터 철팔두께이상, 또한 500mm 이상으로 한다. 철근에 겹침이음을 하는 경우는 철팔의 이음위치부터 충분히 떨어지게 하고 이음위치는 RC 배근지침에 의하는 것으로 한다.



해설도 2.2.2 철팔보강판과 주근 이음위치 관계

(4) 주근의 간격이 2.1의 규정을 만족하면 가스압점, 인클로즈 용접 혹은 기계적 이음을 임의의 위치에 둘 수 있다. 그러나 내장된 철팔이음의 위치는 응력이 큰 위치를 피하도록 되어 있어 설계자의 판단에 의해 결정한다. 철팔의 이음 근처에서는 보강판등에 의해 콘크리트 충전성이 나쁘고, 또한 볼트머리등에 의해 철근의 이음을 설치하는 위치로서는 그다지 바람직하지 않다. 그래서 철팔이음의 끝단부터 가스압점 혹은 인클로즈 용접이음에서는 그 접점까지 20cm 이상 떨어뜨리도록 했다. 기계적이

음의 A급 이음에 상당하는 이음은 하기에 나타낸 바에 따라 전체 이음해도 지장은 없다. 그러나, 기계적 이음을 사용할 경우 이음의 이음용 슬리브의 직경이 굵게 되어 그 부분에 걸리는 스테럽의 피복 두께가 취해지지 않는 것, 철골 플랜지와 간격이 작아지는 것 등, 시공성에 문제가 생기는 일이 있다. 따라서, 적어도 철골 플랜지의 철판의 끝단에서 이음 슬리브의 끝까지 20cm이상 띄우는 것으로 한다(해설도 2.2.2).

철근의 이음에 관한 법적인 규정으로, 겹침이음에서는 건축 기준법 시행령 제 73조 및 건설성주지발통달(建設省住指발通達) 제 31호 [특수한 철근이음] (평성 3년 1월1일)가 있다. 가스압접에 대해서는 지금까지 특별히 법령으로 규정하지 않고 그 이음성능에 대해서는 일본압접협회 [철근의 가스압접표준시방서] 및 JIS Z 3881에 의해 압접공의 자격 규정이나 초음파 탐상검사 등에 의해 보증되어 있다. 그래서 본 규정에서는 전기(前記)한 통고(通達)의 A급 이음 및 압접에 대해서는 전수이음을 사용해도 좋은 것으로 한다.

(5) 본 규정은 JASS 5에 따르고 있다. 부재에서도 주근에 겹침 이음을 사용하는 경우가 있지만 내장한 철골과의 간격을 고려할 필요가 있고 겹침이음을 하면 주근축에 편심이 생기게 된다. 주근이 가는 경우에는 그다지 문제는 없지만 주근의 직경이 크면 편심도 크게 되어 주근의 배근방법에 따라 철골과의 간격을 충분히 취할 수 없게 된다.

본 지침에서는 보철근의 일부를 슬래브내에 배근하는 것을 허용하고 있다. 보의 슬래브내 배근과 기둥의 묶음철근을 동시에 사용하는 경우의 배근상 난이도에 대해서는 미경험의 것이 많으므로 D 29이상의 철근을 사용하는 경우는 접합부 둘레의 마감에서 특별히 주의를 요한다.

본 지침에서는 SRC 구조에서의 겹침 이음은 D25를 한도로 해서 D29이상의 경우에는 사용하지 않는 것으로 한다.

參考 文獻

2.2.1) 日本建築學會：鐵筋コンクリート構造計算規準・同解説(第 1版). 1971. 5.

2.2.2) 日本壓接協會：鐵筋のカス壓接標準仕様書.

2.3 스티럽, 띠철근

- (1) 스티럽, 띠철근은 D10 이상으로 한다.
- (2) 스티럽, 띠철근의 간격은 아래와 같이 한다.
 - a. 스티럽에 D10을 사용하는 경우는 보침의 1/2이하 또한 25cm이하로 한다. 또 상기의 철근보다 큰 직경의 철근을 사용하는 경우에는 침의 1/2 및 45cm를 초과하지 않는 범위내에서 전기(前記) 수치를 적절히 증대시킬 수 있다.
 - b. 띠철근에 D10을 사용하는 경우에는 10cm이하로 한다. 단, 기둥의 상하단에서 기둥 최대직경의 1.5배에 도달한 범위 외에서는 상기값의 1.5배까지 증대시키는 것으로 한다. 상기의 철근보다 큰 직경의 철근을 사용하는 경우에는 20cm 를 초과하지 않는 범위에서 적절히 증대시킬 수 있다.
 - c. 스티럽, 띠철근의 최소간격은 7.5cm로 한다.
- (3) 스티럽 및 띠철근비는 아래와 같다. 단, 스티럽 및 띠철근비 w_P 는 (2.3.1)식에 의한다.

$$w_P = w_a/b \cdot x \text{ (일반 철골철근콘크리트 구조)}$$

$$w_P = w_a/b' \cdot x \text{ (피복형 및 피복충전형 강관콘크리트 구조)}$$
 여기서, a : 스티럽, 띠철근의 1조 단면적 (cm^2)
 b : 보 또는 기둥의 폭(cm)
 $b' = b - s_b$ (s_b : 철골의 폭, 강관의 직경)(cm))
 x : 스티럽, 띠철근의 간격(cm)

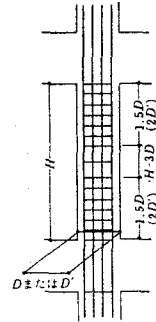
비충복형 철골을 사용하는 경우	: 0.2 % 이상
개단면 충복형 철골의 경우	: 0.1 % 이상
피복형 및 피복충전형 강관 콘크리트의 경우	: 0.2 % 이상
- (4) 스티럽, 띠철근은 주근에 결속하고 동시에 전 강재를 포함해서, 주 강재 내부의 콘크리트를 충분히 구속하도록 배치한다.
- (5) 스티럽, 띠철근과 철골과의 간격은 25mm 이상으로 한다.
- (6) 스티럽, 띠철근의 형식은 JASS 5 에 준한다.
 - a. 보의 비소성화 부분의 폐쇄형 또는 U형 스티럽의 말단부는 135° 후크, 여장 4d 이상, 또한 5cm 이상으로 한다. 그리고 끝부분을 90° 후크로 할때는 여장을 8d이상으로 한다.
 - b. 기둥의 비소성화 부분의 스티럽의 끝부분의 한쪽은 135° 후크, 여장 6d이상, 다른쪽은 90° 후크는 여장 8d 이상인 L형 철근 2본을 1조로 하여 사용한다. 단, 양단을 90° 후크로 한경우 L형 철근을 사용해서는 안된다.

SRC 부재는 RC 부분과 내장된 철골이 일체가 되어, 내력·변형능력에 우수한 특성을 보이지만 이를 위해서는 횡 보강근이 되는 스티럽·띠철근의 양, 배치, 형상은 중요한 요인이 된다. SRC 구조에서 스티럽, 띠철근에 요구되는 역학적 기능 중 전단력에 대항하는 보강에 대해서는 부재가 휨으로 결정되는 경우에는, 내장된 철골부분이 휨 모멘트의 대부분을 부담하기 때문에 RC구조에 비교해서 스티럽, 띠철근의 전단보강의 역할이 상당히 완화된다고 할 수 있다. 오히려 스티럽, 띠철근은 SRC 부재에서는 철근 내부의 콘크리트를 효과적으로 구속하고, 철골의 국부좌굴, 압축 주근의 좌굴을 방지하는 효과가 기대된다. 스티럽, 띠철근을 배근하는 경우, 일반적으로는 소정의 모양으로 가공된 스티럽, 띠철근을 벌리면서 철골을 감싸듯이 배근해 가기 때문에, 배근 작업성과 위치

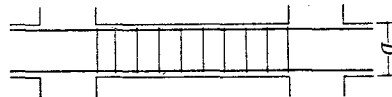
정밀도를 고려하면, 그다지 큰 직경의 철근을 사용하지 않는 것이 바람직하다.

해설표 2.3.1 띠철근, 스티럽등에 관한 규정 (RC 배근지침에 의함)

		RC 기준 (16조3.(3))		시행령 제 77조 2		
띠 철 근		9 ϕ 또는 D10	13 ϕ 또는 D13이상	지름 6mm 이상		
간격	기둥의 상하 1.5D 구간	10cm 이하	20cm 이하	기둥의 상하 2D'구간	10cm 이하	가장 가는 주근 직경의 15배이하
	1.5D 이외의 구간(H-3D')	15cm 이하	20cm 이하	2D'이외의 구간(H 4D')	15cm 이하	
띠 철 근 비		0.2%이상		0.2% 이상		
비 고		끝단 135°혹크, 용접등의 폐쇄형 구속 띠철근		간격은 가장 가는 주근직경의 15배이하		



		RC 기준 (16조2.(4))		시 행 령 제 7 8 조
철 근		9 ϕ 또는 D10	13 ϕ 또는 D13이상	
간 격		(1/2)D이하 또한 25cm이하	(1/2)D이하 또한 45cm이하	보의 춤(높이)의 3/4이하
스티 럽 비		0.2% 이상		
비 고		인장철근비 및 압축철 근을 포함하고 주근 내 부의 콘크리트를 충분히 구속하는 배치로 하고 단부 135°이하로 휘어 정착 또는 상호 용접.		



H : 내부높이 D : 기둥의 최대크기 D : 기둥의 최소크기

(1) (2)는 RC 규준에 준한 것이기 때문에, 스티럽, 띠철근의 간격에 대해서 RC 배근지침에 의한 값을 해설표2.3.1에 참고로 나타낸다.

(2)에 규정하는 최소간격은 스티럽, 띠철근 말단 혹크의 철근의 겹침, 철골의 존재 또는 벽철근의 정착이 있는 경우 등에서도 콘크리트가 충분히 충전 가능하도록 고려했다.

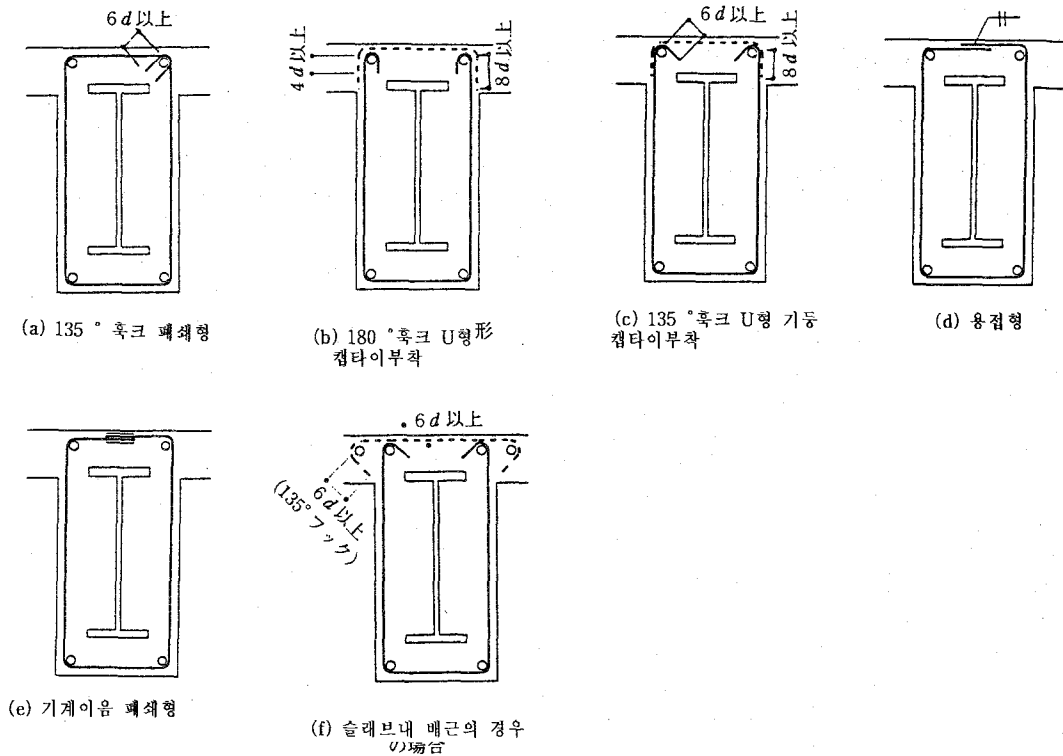
(3) SRC 규준에 따른다.

(4) 슬래브내에 배근되는 보 주근에도 스티럽으로 효과적으로 긴결할 필요가 있다.

(5) 철근이 철골면에 직교해서 접촉하는 경우에는 그다지 문제가 없지만, 철골 플랜지에 철근이 접촉하는 경우에는 콘크리트와의 부착력이 충분히 기대할 수 없다. 따라서 철근과 철골과의 간격은 25mm이상 확보하는 것이 필요하다.

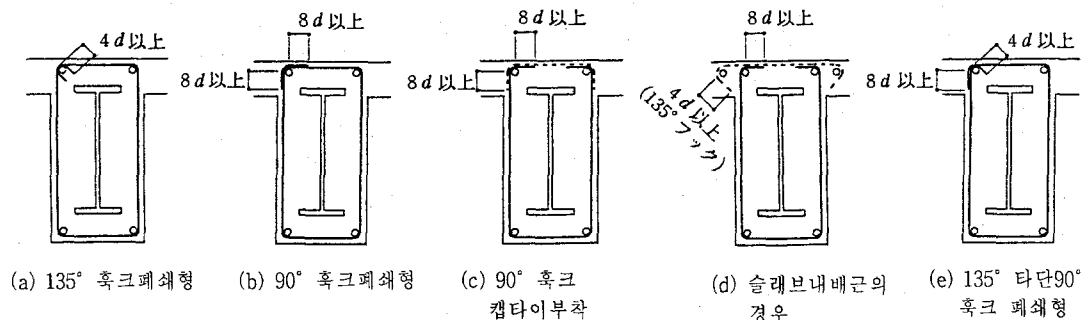
(6) 스티럽, 띠철근의 형상에 대해서는 RC 구조에 사용하는 것에 준하지만, SRC 부재에서 전단력에 여유가 있는 부재에는 소성힌지 형성점(재단부)을 제외하면 콘크리트가 탈락 가능성이 적고 또한, 철골 플랜지에 의한 구속을 기대할 수 있다. 따라서 부재의 중간부에서는 내부콘크리트 구속을 고려해 형태를 완화시킬 수 있는 경우가 많다. 그래서 배근의 합리화를 꾀하기 위해, 부재의 소성화 부분과 비소성화 부분에 사용하는 스티럽의 형상을 달리하여, 소성화 부분의 철근은 RC 배근지침에 따라 해설도 2.3.1처럼 한다.

해설도 2.3.1의 (a)는 RC 구조에서 표준형상으로 사용되는 135 ° 혹크 폐쇄형(여장 6d)으로 SRC 구조에서도 많이 사용된다. (b)는 U형으로 양단부 180 ° 혹크(여장 4d), (c)는 135 ° 혹크(여장 6d)로 하는 캡타이를 이용한 것, (d)는 용접폐쇄형, (e)는 기계적 이음 폐쇄형, (f)는 주근의 일부를 슬래브내에 배근한 경우이다. (d)의 용접 폐쇄형의 용접위치는 보의 상단면외에 측면에 두어도 좋다. 비교적 많이 사용되는 (a) 형상의 경우 혹크 정착부의 여장 선단이 철골 플랜지에 접촉해 주근이 정확하게 맞춰지지 않는 경우가 생기는 일이 있다. 혹크 정착강도에 대해서 철근직경, 혹크의 구부림 각도, 여장등을 변수로 해서 인발시험이 행하여지고 있어, 그 실험결과에 의하면 SD 295, SD 345급의 이형철근 (D10.D13)의 경우, 여장 4d, 6d (d는 사용철근의 공칭 직경)의 정착강도는 $1.38 \sim 1.49 \sigma_y$ 정도이고 정착부의 철근의 미끄러짐 성상에 대해서도 여장에 의한 차이가 없어, 여장이 4d에서도 철근의 항복응력도 이상의 인장력을 발휘하는 것이 가능하다고 보고되어 있다.



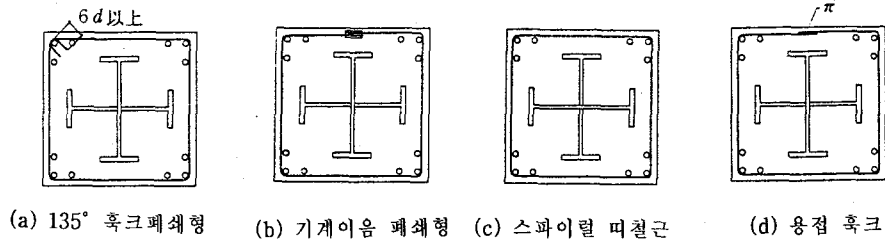
해설도 2.3.1 스티럽의 형상(소성화 부분)

부재로의 실험 예에서는 135° 후크의 경우 여장의 차이에 의한 영향은 전단내력에 대해서는 거의 차이가 없고 여장을 짧게 하면 최대내력후의 대변형시 내력저하에 영향이 보인다. 또한 T형보(슬래브근 존재)를 사용하고, U형 스티럽의 후크부의 구부림 각도가 90°, 135°로 한 경우의 보의 휨 실험에 의하면 스티럽의 후크부를 90° 후크 붙임과 후크없는 U형 철근을 교호 배치해도, 주근의 좌굴 억제 효과가 기대할 수 있다. 이에 따라 비소성화 부분에서는 해설도 2.3.1의 형상외에 해설도 2.3.2(a)와 같이 135° 후크의 여장 4d이상과 50mm이상으로 했다. 50mm이상은 일반의 휨가공시의 성능때문에 필요한 여장치수이다. 해설도 2.3.1 스티럽의 형태(소성화 부분) 또한, 슬래브와 동시에 콘크리트를 타설하는 보에는 슬래브와 붙는 쪽에 한해서 해설도 2.3.2(b)~(e)와 같이 90° 후크로 해도 좋다. 해설도 2.3.2는 스티럽의 형상을 완화된 것으로 주근 위치의 확보, 철골도의 콘크리트의 충전성에 중점을 두고 스티럽의 배근을 용이한 것으로 하고 있다.

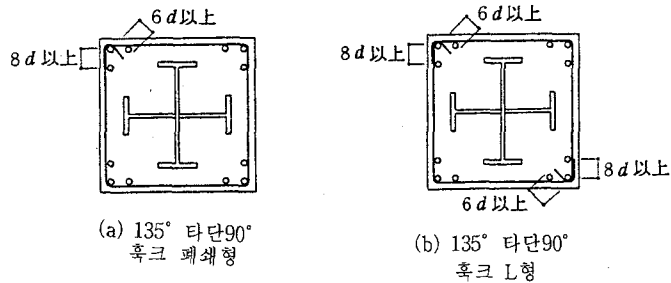


해설도 2.3.2 스티럽의 형상(비소성화 부분)

해설도 2.3.3은 기둥의 소성화 부분에 사용할 수 있는 띠철근 형상이다. 비소성화 부분에서는 해설도 2.3.3외에 해설도 2.3.4와 같이 L형의 2본의 띠철근을 사용해도 좋다. 이 경우 후크는 순차적으로 어긋나게 배근해서 시공을 용이하게 했다. 띠철근의 차이(135° 후크부착 폐쇄형, 135° + 90° 후크 부착 L형 분할 띠철근)과 관계에 대해서의 실험결과로부터 최대하중 및 최대하중 이후의 변형성상에 대해서 띠철근의 형태에 따른 차이는 보이지 않는 것을 감안하여 현재 상황에서는 비소성화 부분에서는 배근의 확실성과 용이함을 목적으로 띠철근 형상을 완화한다.



해설도 2.3.3 스티럽의 형상(소성화 부분)



해설도 2.3.4 띠철근의 형상(비소성화부분)

參考文獻

- 2.3.1) 福知保長ほか：鐵骨鐵筋コンクリート構造の合理的配筋設計法の開發研究，昭和63年度文部省科學研究補助金(總合研究A) 報告書，平 1.3
龜田登與三郎・小倉弘一郎：SRC構造の合理的配筋設計法の開發研究 No.2-SRCはりのあばら筋末端部フックの形狀と定着性能，日本建築學會學術講演梗概集(九州)，構造C. pp. 1549-1550. 1989. 10
- 2.3.2) 龜田登與三郎・小倉弘一郎：RC部材のせい斷補強に及ぼす補強筋のディテールリングに関する實驗的研究15・16(實大斷面梁造のせい斷試驗その4.5)，日本建築學會大會學術講演梗概集(近畿，關東)，構造C. pp. 77-78. pp. 211-212. 昭 62.10. 63.10
- 2.3.3) 八代秀雄・清水庸介・師橋憲貴：SRC構造の合理的配筋設計法の開發研究 No.3-SRCはりの曲げ性狀に及ぼすあばら筋と形式の影響，日本建築學會大會學術講演梗概集(九州)，構造C. pp. 1551-1552. 1989. 10
- 2.3.4) 中野愼吾・律田和征・南 宏一：SRC構造の合理的配筋設計法の開發研究 (No.4) 柱の帶筋の合理的配筋，日本建築學會大會學術講演梗概集(九州)，構造C. pp. 1553-1554. 1989. 10

2. 4 보

- (1) 보의 철골은 배근 및 콘크리트의 타설등에 무리가 없는 형상·치수 및 위치로 한다.
- (2) 주근의 정착길이, 이음길이 및 구부림은 원칙적으로 JASS 5의 규정에 의한다.
- (3) 보 주근은 특별한 경우를 제외하고는 2 단이하로 한다.
- (4) 보 주근의 일부를 슬래브에 배근하는 경우는 그 끝부분은 기둥 콘크리트의 코아내에 정착하는 것을 원칙으로 한다.
- (5) 보 주근을 기둥-보 접합부내에 정착하는 경우는 기둥의 중심선을 넘어서 정착하며 수평 직선 부분의 길이를 기둥 콘크리트면에서 8d이상으로 한다.
- (6) 기둥 철골웨브를 관통시키고, 90° 구부려서 기둥 단면내에 보 주근을 정착하는 경우는 그 여장부의 길이를 10d이상으로 한다. 또는 U형 정착으로 해도 좋다.
- (7) 철골철근콘크리트 구조로 부터 콘크리트 구조로 바뀌는 보철근은 응력의 전달을 원활히 되도록 배근한다.
- (8) 보에 설치하는 설비용 관통구멍은 역학상 무리가 없는 위치, 크기 및 보강방법을 채용한다.
- (9) 웨브근은 시공상 필요에 의해 배근한다.

배근상세는 가구의 조립방법, 부재의 형태, 응력상태에 따라 결정되기 때문에 일률적으로 정할 수는 없지만 보 주근의 정착, 이음, 구부림 가공은 원칙적으로 JASS 5의 규정에 따르도록 한다. SRC 구조에서는 철골이 내장되어 있기 때문에 철근위치에 대한 자유도가 작고, 이 원칙에 따르면 배근이 곤란하게 되는 일이 많다. 특히 기둥보접합부에서의 정착 및 이음 위치에서의 철골부의 크기에는 세심한 주의를 기울이지 않으면 설계 도서대로의 배근이 불가능 하게 되고 콘크리트의 충전성이 나쁘게 될 가능성이 많다. SRC부재로서의 구조 특성을 저하시키지 않게 배근작업이 용이하게 되는 방향에서 배근 설계하는 것이 중요하다.

(1) 보 철골에는 이음부가 있고 보 주근은 기둥보 접합부에 정착되기 때문에 철골과 철근의 위치 관계는 1) 이음부의 이음판, 고력볼트의 치수 및 스티럽 정착부의 형상·치수, 2) 기둥접합부에서는 직교보의 철근 위치등에 지배된다. 따라서 조건이 가장 불리한 위치에서 배근및 콘크리트 타설에 무리가 없도록 철골과 철근의 위치 관계를 결정할 필요가 있다.

(2) 해설도 2.4.1(a)~(h)는 현재 행하여지고 있는 접합부에서의 정착 방법의 대표적인 예로 RC 배근지침의 부록 C에 나타나 있는 것이다. 그림 (a),(b)는 모두 1단 배근의 경우이고, 상·하단 철근 모두 하향으로 정착하고 있다. 그림 (a)에서는 상·하단 모두 기둥웨브를 지나서 정착하고 있지만 그림 (b)는 하단근을 웨브 바로 앞에서 정착시키고 있다. 그림 (c), (d) 모두 2단 배근의 경우로, 2단근을 감싸도록 정착시키고 있다. 그림 (c)는 모든 철근을 웨브를 지나서 정착시키고 있지만 그림 (d)에서는 2단근을 웨브의 바로 앞에 정착시키고 있다. 그림 (e)는 보 주근을 수평방향에 루프형태

앞에 앵커로 하는 경우는 하단 철근이 인장으로 되는 하중시스템에서 하단 철근의 정착부분이 접합부에 형성된 압축영역(압축스트러트)의 내부에 오지 않기때문에 정착효과가 나빠진다. 해설도 2.4.1에 보인 정착방법은 철근의 마무리나 시공성을 고려해 사용된 것이지만 정착효과의 관점에서는 해설도 2.4.1(a)~(d)처럼 하단근을 상단근과 서로 감는 것이 좋다. 바로 앞에 앵커를 하는 경우는 철근의 직선부분은 기둥 중심선을 넘어 기둥 폭의 2/3 정도 넣는것이 바람직하다.

해설도 2.4.1(a)~(d) 어느것의 정착방법에서도 구부린 반경이 큰 철근을 직교보의 주근을 넘어 정착시키기 위해서는 직교보의 외측 주근과 기둥의 바깥면과의 사이에 상당한 치수가 필요하다. 외부 기둥의 바깥면과 보의 바깥면을 맞춘 설계에서는 이 치수를 확보할 수 없어 무리한 배근이 되는 경우가 많다. 정착철근이 인장력을 받을 때 구부린 부분은 구부린 방향으로 힘을 받는다. 또는, 정착부에서의 수평투영길이 길 수록 구부린 부분에서의 응력이 작게 된다(부록A1 참조). 따라서 수평정착부위 길이를 확보되어 있다면 철근이 균열을 일으키지 않는 범위내에서 구부림 반경을 작게 해도 좋다.

(3) 주근을 2단 배근으로 하면 다음과 같은 결점이 있으므로 가능하면 1단 배근으로 하는 것이 좋다.

1) 기둥이나 보의 용접부, 스칼럽과 간섭하지 않도록 배근할 필요가 있기 때문에 철근직경에 관계없이 1단계와 2단계의 간격으로 10 cm정도 필요하여, 보충이 작을 수록 철근 효율이 나쁘게 된다.

2) 기둥철골의 단면 결손이 증대한다.

3) 배근설계 배근작업이 번잡하게 된다.

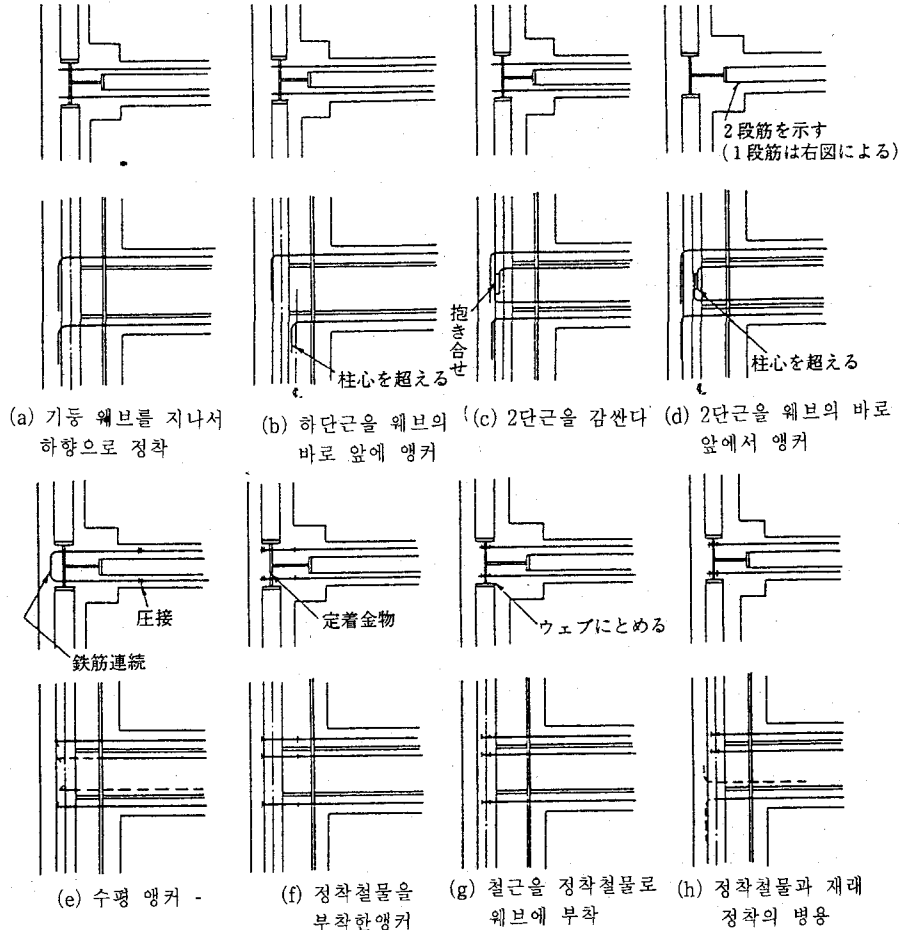
그러나, 2단 배근을 피하기 위해서 철근직경을 크게 하면, 구부림 반경이 크게 되어 외부기둥에 보주근을 정착시킬 때에 다른 문제가 생긴다. 이와 같은 경우는 (4)의 규정에 따라 보 주근의 일부를 슬래브내에 배근하는 것도 한 방법이다.

(4) SRC조 T형보의 상단근의 2/3가 슬래브내에 배근된 경우에서도, 실험 최대내력은 슬래브철근을 포함한 보의 중국강도에 이른 것(부록A 3참조) 및 슬래브내 배근을 허용함으로써 큰 직경의 보 철근을 사용하는 것에 따른 폐해를 피할 수 있으므로 슬래브에 보 주근의 일부를 배근해도 좋은 것으로 했다. 보 주근의 일부를 슬래브에 배근한 경우의 응력전달 메카니즘은 몇개의 가정이 가능하지만 그 예를 해설도 2.4.3에 나타낸다. 슬래브내에 배근된 보 주근은 스테럽으로 둘러 쌓여지지 않기 때문에 주근의 좌굴 구속이나 부착할렬파괴에 대한 구속은 슬래브 철근등에 기대하게 되고 보 중간부분에서는 해설도 2.4.3(b)에 나타낸 슬래브의 면내전단력을 보 간부(T형보의 웹)에, 접합부 근처에서는 슬래브의 보 주근 응력을 기둥-보 접합부에 원활하게 전달시킬 필요가 있다.

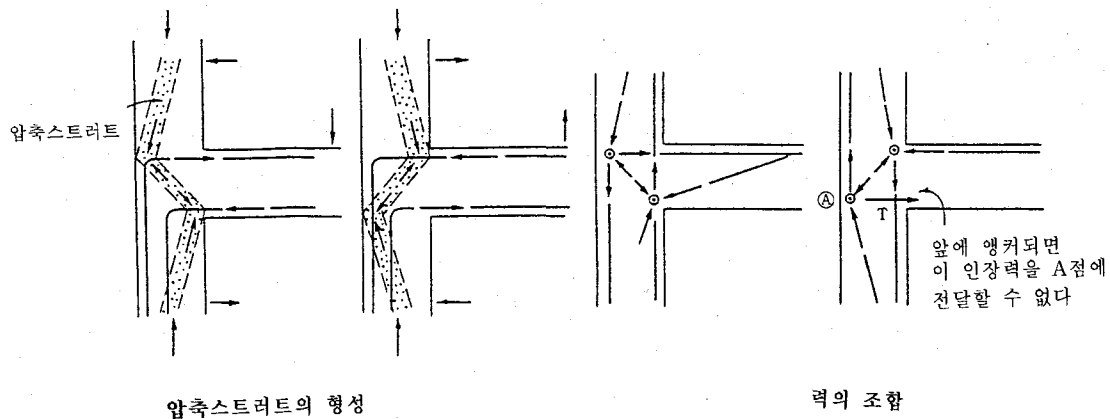
중간 기둥-보 접합부, 혹은 슬래브내의 보 주근의 말단이 기둥콘크리트의 코아내(띠철근으로 둘러진 부분)에 정착시키고 있는 외부기둥-보 접합부에는 슬래브 면내에 형성된 아치메카니즘을 통해 보 주근 응력은 기둥-보 접합부에 용이하게 전달될 것이다. 단, 외부기둥에 결합하는 보의 슬래브내의 보 주근은 직교보에 정착 시키는 쪽이 배근 시공을 용이하게 한다. 이 경우 보 주근 응력이 기둥-보 접합부에 용이하게 전달시키기 위해서 직교보의 강도와 응력 전달메카니즘의 형성에 관한 검토가 필요하다. 이들의 사항에 관해 부록 A2에 기록하였으므로 참조하기 바란다.

로 연결해 정착하는 방법이다. 그림 (f)~(h)는 정착철물을 사용하는 방법인데 현 상
 황에서는 특수한 공법으로 취급되어 건설기준법령 제 38조에 근거해 건설부장관의 허
 가를 받은 철물을 사용할 필요가 있다. 이 종류들의 공법에는 특허, 실용신안등 권리
 관계가 있는 것이 많기 때문에 주의를 요한다.

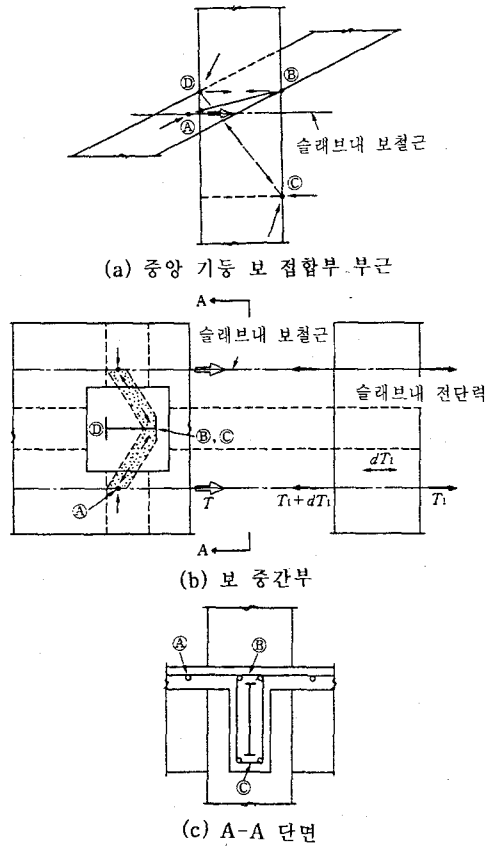
해설도 2.4.2는 기둥-보 접합부내에서의 전달메카니즘을 도식적으로 보여주는 것이다.
 이 그림에서 이해할 수 있는 것처럼 보 하단 철근을 아래로 정착하는 경우 및 바로



해설도 2.4.1 보 철근의 정착방법



해설도 2.4.2 접합부의 응력전달 메카니즘

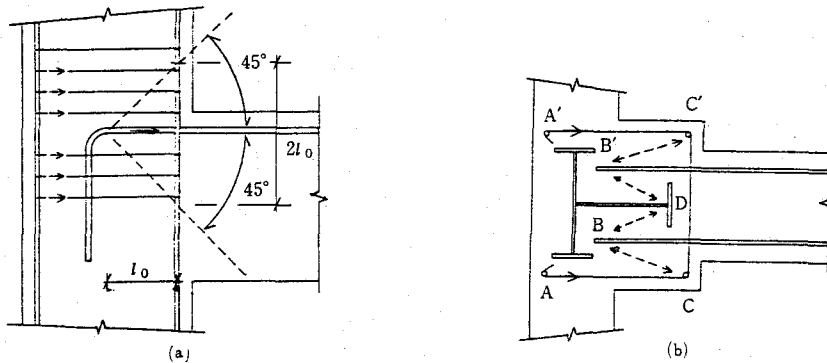


해설도 2.4.3 보 철근의 일부를 슬래브내에 배근한 경우의 응력전달 메카니즘의 예

(5) 직교 보가 기둥의 외측면에 편심되어 있는 경우 기둥 바깥면에 평행한 기둥 웨브로부터 기둥바깥면 까지의 거리가 작기 때문에 웨브를 관통시켜 보 주근을 정착하는 것은 배근상 무리를 동반하는 일이 많다. RC 구조의 정착효과에 관한 실험에 의하면 해설도 2.4.1(b)에 보인 정착방법(바로 앞에 앵커 또는 정착깊이가 불충분한 하단근을 아래로 정착)을 사용해도 해설도 2.4.2(d)에 보이는 인장력 T 를 A점까지 원활하게 전달할 수 있도록 보강한 경우에는 상하단근을 포함시킨 경우와 동등하게 정착성능을 발휘할 수 있다. 띠철근이 보강근으로 유효하게 작용하는 범위는 해설도 2.4.4(a)에 보이는 $2\ell_o$ (수평부의 구부림으로부터 45° 로 그은 직선과 주근과의 2교점으로 싸인 구간으로 보강량은 보 철근의 항복축력에 저항할 수 있으면 충분하지만 정착깊이 $\ell_o = 8d$ 의 경우에도 보 주근 항복하중의 약 75%의 정착 효과가 있다. RC 구조에서는 해설도 2.4.4(b)의 압축영역(BC) 및 띠철근을 통해 응력전달이 되지만 SRC 구조에서는 철골이 내장되어 있기 때문에 같은 그림 BD방향의 압축영역 및 철골웨브를 개입시켜, A·A'축의 응력전달도 기대된다. 따라서 $\ell_o \geq 12d$, 또한 기둥의 중심선을 넘어 정착되어 있다면 보강은 불필요하다. BD방향의 압축영역이 형성될때 BB'방향의 인장력이 생기지만 그 일부는 BC방향의 응력성분과 평행이기 때문에 직교보의 주근의 하나를 넘어 정착시키고 있는 한 보강은 불필요하다. 또한, 보 중간부는 RC 구조 혹은 경미한 철골을 사용한 SRC 구조로 하고 재단 근방에서 RC부의 응력 일부를 철골로 바꾼 경우에는 재단부에서 SRC 단면을 구성하는 철근만을 기둥-보 접합부 내에 정착시키게 되는데 응력전달이 원활하게 행해지도록 배려할 필요가 있다((7)참조).

(6) 기둥철골 웨브를 관통시키고 바깥기둥 단면내에 보 주근을 정착하는 경우 정착

부의 수평투영 길이는 $20d$ 이상으로 되는 경우가 많다.



해설도 2.4.4 정착길이가 불충분한 경우의 응력전달

부도 A1.2 를 얻은 계산에서는 수평투영길이가 $25d$ 이상이 되면 여장부는 정착내력에 기여하지 않는다. 그러나 반복하중에 의하여 수평 직선부의 부착력이 저하하면 감소분은 여장부에서 부담하게 되므로 여장부의 확보는 중요하다. 해설도 2.4.1(e)에 보이는 것처럼 보 주근을 수평방향에 루프형태로 연결해 정착하면 접합부내에서 철근이 얹히지 않지만 철근 관통구멍의 위치, 철근 구부림가공 치수에 세심한 주의를 기울일 필요가 있다.

(7) 주요 구조는 SRC 구조이지만 지붕 아래를 RC로 한 경우 지붕과 주요 구조와의 접합부의 보는 RC로 부터 SRC로 바뀐다. 또한 큰 직경 혹은 2단 배근의 보 주근을 전부 접합부내에 정착시키려고 해서 접합부내에서의 배근설계가 곤란하게 되는 경우 보단부에서 RC부의 부담응력을 저감시키고 저감분을 철골에 부담시킴으로써 배근설계가 용이하게 된다. 교체부 혹은 응력부담 비율을 변화시키는 위치에서 당연히 점검할 항목은 1) 휨보강, 2) 전단보강, 3) 지압보강(혹은 콘크리트와 철골간의 부착)이다. 고정단측이 SRC 구조, 자유단측이 RC 구조이고 스티드 코넥터 등이 용접되지 않은 캔틸레버 보를 예로 들어 교체부에서의 응력전달메카니즘, 응력검정법을 부록 A4에 나타냈었으므로 참조바란다.

철골부와 RC부가 독립해서 힘을 받도록 하는 단순누가강도식에는 철골부와 RC부의 사이에서 축력의 전달은 불필요하다. 그러나 SRC 단면이 일반화 누가강도를 발휘하기 위해서는 철골형태나 철골위치에 관계하지만 대칭단면의 철골이 장방향 단면의 콘크리트에 대칭 배치되어 있는 경우 철골 웹단면을 항복시킬 정도의 축력의 전달이 필요하다. RC로 부터 SRC에의 교체부의 응력전달은 지압에 의존하는 경우, 축력의 전달은 콘크리트와 철골간의 마찰저항에 의존하는 것으로 된다.

그러나 마찰저항에 의한 축력의 전달은 거의 기대할 수 없으므로 SRC의 단면강도

로서 단순누가강도를 채용할 필요가 있다. 한편 쉬어 코넥터 등을 철골에 용접해 콘크리트 철골간의 부착강도를 확보한 상태에 RC로부터 SRC로의 교체부의 응력전달을 부착저항에 기대하는 경우는 축방향력의 전달이 가능하기 때문에 SRC 단면의 내력으로 일반화 누가강도를 채용하게 된다.

(8) 제설비용의 파이프 덕트는 건물의 기능상 빼놓을 수 없지만 이들이 보를 관통하는 경우 관통구멍에 의해 보의 내력 및 강성이 저하한다. 또한 관통구멍의 주위에는 응력집중이 생기기 때문에 설계 단계에서 의장, 구조, 설비담당자와의 충분한 협의를 해서 구조상 무리가 없는 위치, 형상, 치수, 보강방법을 채용한다.

관통구멍에 의한 휨내력의 저하를 매우 작게 하기 위해서는 관통구멍을 보춤의 중앙부에 설치하면 좋지만 전단내력의 저하는 크다. 따라서, 관통구멍은 가능하면 전단력이 큰 재단부를 피하고 동시에 보춤의 중앙에 설치하는 것이 바람직하다. 부득이 재단부 근처에 관통구멍을 설치할 경우는 전단에 대한 충분한 보강을 한다.

원형구멍의 경우에는 슬리브관에 의한 보강이 효과적으로 그 전단내력은 슬리브관 보강한 철골 유공보의 전단내력과 구멍부 무보강의 RC 유공보의 전단내력의 합으로 해도 된다. 장방형 구멍의 경우 격자보(구멍으로 상하 분리된 부분이 각각 1본의 현재)의 내력이 구멍부의 전단내력으로 되기때문에 구멍 상하부에 플랜지를 설치하는 것은 내력상 효과가 크다. 또한 구멍 모서리 각부에는 응력집중이 생기기 때문에 철골부에서는 모서리부는 둥글게 하는 것이 바람직하다. 구멍이 연속되어 설치되는 경우 보 재축 방향으로 연속구멍이 존재하는 부분은 격자보로 된다. 단, 구멍 중심간격이 구멍 지름의 3배이상 혹은 보춤이상 이라면 단일구멍으로 보아도 좋다.

(9) 웨브근은 시공상 필요에 의해 배근하는 것으로 하고, 웨브근의 말단부는 연결되는 다른 부재에 정착 할 필요는 없다.

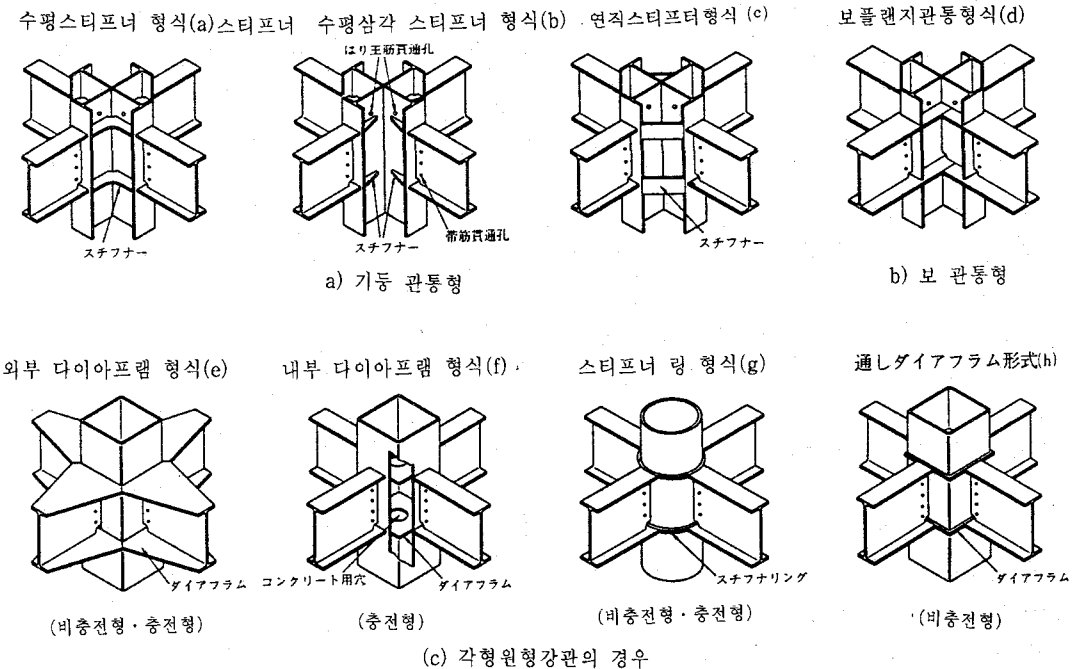
参考文献

- 2.4.1) 西村泰志・南 宏一：鐵筋コンクリート外部柱はり接合部における梁筋定着機構に及ぼす補強筋の影響, 第8回コンクリート年次講演論文集, 1986, pp.645-648
- 2.4.2) 吳 偉軍・土井康生・福知保長：孔部をスリーブ管で補強したSRC有孔梁のせい斷耐力計算法の一提案, 日本建築學會大會學術講演梗概集, 1992. 8, pp. 1747-1748.

2.5 기둥

- (1) 기둥의 철골은 배근 및 콘크리트 타설등에 무리가 없는 형상, 크기 및 위치로 한다.
- (2) 기둥 및 압축재의 축방향 강재의 전 단면적은 콘크리트의 전 단면적에 대하여 0.8% 이상으로 하고, 주근의 본수는 4본 이상으로 한다.
- (3) 기둥 최상층 4 모서리의 주근선단은 180° 혹크, 또는 90° 혹크로 하고, 그 혹크는 기둥 단면내측에 구부린다. 그 이외의 주근은 기둥 상부가 슬래브 부착의 경우는 혹크를 설치하지 않아도 좋다.
- (4) 축방향근의 간격은 30cm 이하로 배근한다. 주근 간격이 30cm 를 초과하는 경우는 D13 이상의 보조근을 배근한다. 그 경우 보조근의 정착은 없어도 좋다.
- (5) 기둥 주근은 철골 주각의 앵커볼트의 체결등에 지장이 없도록 배치한다.

(1) 본 지침에서 다루는 SRC구조의 단면 형상은 H형강 또한 조립의 H형강을 기본 형으로 하는 I형, +자형, T형 및 L형 웨브 부분은 중복형 및 비중복형을 대상으로 하고 있다. 강관콘크리트 구조에 대해서는 각형강관 및 원형강관을 사용한 피복충전형 및 피복형을 대상으로 하고 있다. 또한 기둥-보 접합부에서 보 부재를 기둥의 플랜지에 용접하는 기둥관통형, 보 플랜지를 관통하는 다이아프램과 이것에 기둥 주재를 용접하는 보 관통형을 포함하고 있다(해설 2.5.1)



해설도 2.5.1 철골 기둥-보 접합부 형식

H형강을 기본형으로 하는 단면형은 기둥관통형에서는 보플랜지의 응력전달을 매끄럽게 하는 스티프너의 형상 및 용접방법이 중요한 문제가 되고, 콘크리트의 충전성은 비교적 양호하다. 보 관통형에는 보플랜지를 통해서 접합부를 가공하고, 여기에 기둥철골을 연결하기 때문에 콘크리트 충전성의 난점이 남는다.

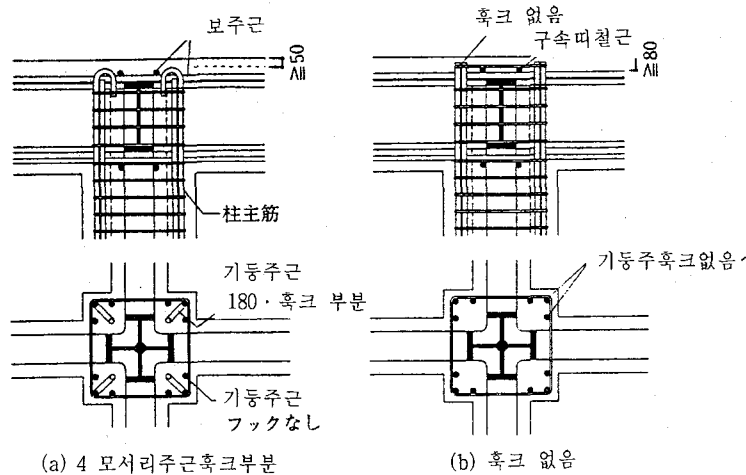
접합부내의 다이아프램에 공기구멍 등을 설치하여 콘크리트의 충전성을 고려할 필요가 있다. 내장하는 철골에 각형강관 또는 원형강관을 사용하는 경우는 보 주근을 관통시키지 않는 것을 원칙으로 한다. 단, 내장철골에 각형강관을 사용해 피복충전형으로 각형강관을 관통해 보 주근을 똑바로 정착 혹은 연속배근 가능한 경우에는 이 제한은 없다. 이 경우, 충전부의 콘크리트 타설은 매우 곤란하기 때문에 사전에 충전성에 대해서 확인해 두는 것이 좋다. 또한 철근 관통구멍의 크기는 2.10의 (4)의 한도 이하로 한다.

(2) 본 규정은 건축기준법 시행령 제 77 조 5항 및 제 79 조의 4에 기초를 두고 있다. 기둥 단면내의 철골의 국부좌굴과 콘크리트의 피복 이탈 방지를 목적으로 하고, 최소한 4 모서리에 주근을 배치해 형보강근을 배근하는 것으로 한다. 4 모서리의 주근

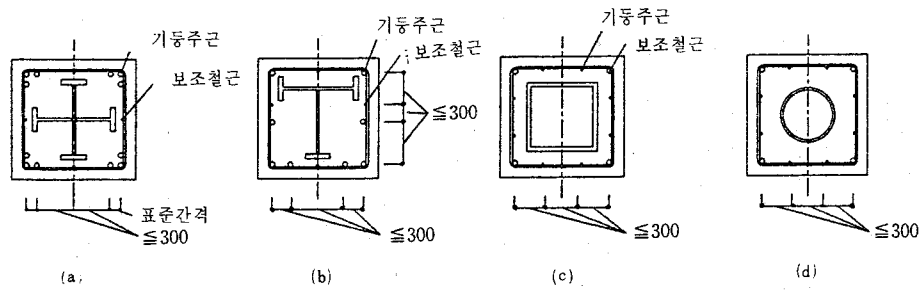
의 직경은 콘크리트 타설시에 철근의 호트리짐을 방지하는 관점으로에서, D19 이상의 주근을 배근하는 것이 바람직하다. 또한 소규모의 SRC 구조에서는 설계응력의 대부분을 철골에 부담시키는 설계를 하여 D13으로 하는 것도 가능하다.

(3) RC 기둥의 경우, 최상단의 주두부에서는 기둥 주근 말단을 혹크로 정착하고 있다. SRC 기둥에서는 철골이 있기 때문에 혹크의 선단이 철골에 닿거나, 보 주근에 방해되어 설계대로의 위치에 혹크를 설치할 수 없는 일이 많다. 보통의 설계에는 항복시의 메카니즘 상태에서 주두부의 소성힌지가 발생하는 일이 많아, 기둥 주근의 정착효과를 기대하는 경우도 많다. SRC 구조에서는 약간의 철골량이 증가하기는 하지만, 이 부분에 대해서도 보 항복을 가정하여 설계할 수 있기 때문에 주두의 응력을 철골에 부담시켜 주두부의 주근에는 혹크를 설치하지 않는 설계를 할 수도 있다. 주두 주근에 혹크를 설치하지 않는 경우는 주근의 존재응력을 보 하단으로부터의 연장길이×주장×부착력에 의해 구하고, 부족한 응력에 대해서 보강근을 증가시켜 부착력을 보충하는 설계로 한다. 이 경우에도 4 모서리의 주근은 시공상의 제약을 거의 받지 않기 때문에 혹크를 부착하고, 180° 또는 90° 혹크도 좋다. 4 모서리에 혹크를 설치하지 않는 경우는, 그림 (b)와 같이 최상단의 보 피복두께를 30mm 정도 크게 해 보 주근의 상단부터 기둥 주근의 선단을 30mm가량 돌출시키고, 그 선단을 띠철근으로 구속해서 주근의 호트리짐을 방지하는 것이 좋다.

(4) SRC 기둥에서는 기둥-보 접합부의 철골보를 피해 주근을 4 모서리에 붙여 배근하는 것이 많다. 이 경우 주근에 직교하는 띠철근의 간격 길이가 크게 되어, 내부의 콘크리트의 구속효과가 약화되는 것을 생각할 수 있다. 또한 시공시에는 띠철근을 발판하는 작업도 많아 이로 인해 예측 못한 사태나 콘크리트 타설시 스티럽의 호트리짐을 방지하는 것을 고려해서, 해설도 2.3.5와 같이 주근 간격이 30cm이하가 되도록 D13이상의 보조근을 넣는 것으로 한다. 일반적으로는 십자형 기둥의 경우 보 철골 웹 중심위치에 D16철근을 배근하는 것이 바람직하다. 이 보조근은 정착할 필요가 없다.



해설도 2.5.2 최상층 주두의 배근



해설도 2.5.3 기둥 단면 주근의 최대간격

(5) 건물의 규모, 철골 골조의 조립 방법에 따라 비매립형식의 주각을 설계한다. 매립형식의 경우의 주각 주근의 이음위치는 일반적인 주근의 이음위치와 동일하게 취급해도 좋다. 비매립형식의 경우는 주각부분의 주근량이 많은 것이 많다. 철골 세우기에 기둥 주근은 굽히는 것은 피하고 완만하게 구부려 세우기 완료 후 철근에 굽힌 부위가 남지 않도록 배근한다. 이를 위해서는 기둥 주근의 이음길이를 철골주각의 앵커볼트 조임 작업에 지장이 없는 높이로 하고, 철골건방 완료후에 압접 혹은 기계적이음 등을 사용해 기둥 주근을 이음하는 것이 좋다. 이 경우의 이음은 전수이음으로 해도 좋고 이음위치는 베이스 플레이트의 위치로 부터 내장된 철골의 높이이상, 또한 500mm이상으로 한다.

2.6 기둥-보 접합부

- (1) 기둥-보 접합부는 부재상호간에 응력이 원활히 전달되도록 하고, 또한 철골부분과 철근콘크리트 부분이 합리적으로 마무리 되도록 한다.
- (2) 철골형식은 철골의 국부응력이 크지 않고 철근의 마무리가 양호하고, 콘크리트의 타설이 용이한 것으로 한다.
- (3) 접합부의 철근은 가능한 한 철골에 구멍을 뚫지 않고 배근한다. 부득이 구멍을 설치하는 경우에는 최소한으로 하고 구멍의 위치는 용접비드나 스칼립과 간섭이 없도록 한다.
- (4) 기둥과 보의 주근은 그 내력이 충분히 발휘되도록 정착한다.
- (5) 건물의 중국내력시에 소성화 된다고 생각되는 접합부에서는 띠철근을 설치한다. 건물의 중국내력시에 탄성으로 남아있는 경우 중간기둥의 +자형 접합부는 띠철근을 생략할 수 있고, 기타 형식의 접합부에서는 띠철근비를 0.1 % 이상으로 한다.

(1) 기둥-보 접합부는 가구의 성상을 결정하는 중요한 부위이다. 배근설계의 관점에서는 기둥 및 보의 철골, 주근·띠철근을 무리없이 배근하고, 콘크리트의 충전성이 좋은 접합부로 하는 것이 필요하고 역학적으로는 보의 응력을 기둥에 원활하게 전하는 것이 중요하다.

SRC 구조의 기둥-보 접합부에는 철골 및 철근이 입체적으로 교차하기 때문에 응력의 전달에 무리가 없고 콘크리트의 충전성도 좋도록 배근하는 것이 중요하다. 기둥보 접합부의 철골부분은 연결되는 철골판 두께의 균형, 용접시공성 콘크리트의 충전성, 철근 관통구멍의 위치와 직경등을 고려 할 필요가 있다. RC부분은 기둥, 보의 철골과 마무리 좋게 잘 배치되도록 설계할 필요가 있다.

철골부분은, 기둥철골 플랜지 폭과 보철골 플랜지 폭을 동일하게 하는 쪽이 보 주근의 배근상 바람직하다.

또한 철근 관통구멍의 천공은 작업량을 상당히 증가시킴과 동시에 철골의 내력 및 변형능력 상에서도 마이너스 요인이 된다. 나아가서 철근의 관통 작업은 시공의 간략화, 공기 단축으로 보아도 유리한 것은 아니다. RC 부분에서는, 보 주근의 위치 등은 직교방향의 주근을 고려하고, 방향별로 상하관계를 정하고, 보 단부에서의 기둥부재와의 긴결을 잘 검토해 결정할 필요가 있다.

SRC 접합부의 파괴형식으로는, 1) 접합부 판넬의 전단력에 의한 파괴 2) 철골부분과 철근콘크리트 부분의 응력 전달불능에 의한 파괴, 3) 보철골 플랜지 위치에서의 기둥 웹의 국부응력에 의한 파괴의 3가지가 있다. 이 가운데 2)에 대해서는 현행의 SRC규준에서는 접합부에 접속하는 기둥 및 보의 철골부분과 RC부분의 휨모멘트의 분담비를 제한하는 방법이 사용되고 있어 제한치 이내에 있으면 특별한 검토의 필요는 없고, 배근상의 문제도 없다. 3)의 국부응력에 대해서는 (2)에서 나타낸다. 접합부

의 배근설계를 하는데 중요한 것으로는 1)의 접합부판넬의 전단파괴가 있고, (5)에 나타낸다.

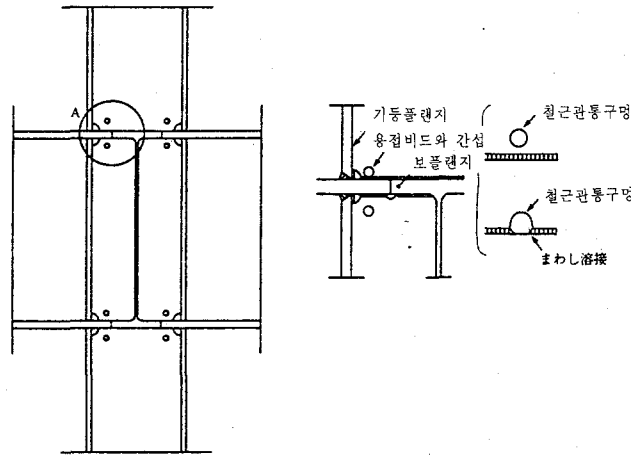
(2) 철골부재의 기둥-보 접합부에서의 연결은 용접에 의한 것이 보통이다. 이 형식은 보관통과 기둥관통의 2가지가 있지만, 보통은 기둥 플랜지의 판두께가 보 플랜지보다 얇은 경우가 많기 때문에 보관통으로 하는 경우가 많다. 기둥이나 보의 철골단면을 변화시키는 경우는, 철근의 마무리가 어렵기 때문에 단면을 변화시킨 부분의 배근방법을 충분히 검토할 필요가 있다. 기둥관통의 접합부에서는, 보의 플랜지가 기둥에 접합되는 위치에서 보 플랜지와 기둥웹의 교점부근에 응력집중이 생겨, 인장축 플랜지의 용접부나 기둥 웹이 파단되는 일이 있어, 이 부분에서는 국부응력의 검토가 필요하다. 이것은 SRC규준에 따라서 국부응력의 검토를 행하면 된다. 보통의 기둥-보 접합부에서는 검정식을 만족하지 않는 경우가 많은데, 초과된 응력은 수평 스티프너로 기둥웹에 전달시키는 것으로 취급하면 된다. 콘크리트의 충전성에 관해서는 보통의 접합부에는 철근과 철골이 얹히기 때문에, 콘크리트의 충진이 어렵게 되는 일이 많다. 특히 다이어프램등의 수평부재가 차지하는 면적이 크면 충진이 나쁘게 된다. 따라서 기둥-보 접합부에서는 응력전달을 확실하게 할 수 있는 철골접합부로 하는 외에, 콘크리트의 충진이 용이한 형식의 접합부를 선택할 필요가 있다. 보 철골의 단차를 없애고, 보폭을 가능한 한 동일하게 함에 의해 접합부의 다이어프램 수를 적게 하고 또한 다이어프램의 폭도 작게 하는 것이 기본이다. 다이어프램등의 수평부재에는 콘크리트의 충전성을 좋게 하기 위해서 적절하게 공기 빼기를 설치한다. 콘크리트의 충전성이 개선시킨 것으로서 수평삼각 스티프너형식의 접합부가 있다. 이들 형식의 접합부의 실험 및 설계법에 대해서는 C2, C3를 참조하기 바란다.

(3) 접합부의 철근은 가능한 한 철골에 구멍을 뚫지 않고 배근한다. 철근관통 구멍은, 보 주근에 대해서 기둥 철골의 플랜지 및 웹위치, 접합부의 띠철근에 대해서 보의 웹 위치가 고려된다. 기둥철골의 플랜지에 구멍을 설치하는 것은, 내력 및 변형 능력에 큰 영향을 주기 때문에 H 형강이나 H형강의 조합에 의한 십자형강의 플랜지, 각형강관, 원형강관에는 원칙적으로 철근의 관통구멍을 설치해서는 안된다. 이를 위해서는 보 주근의 위치는 기둥-보 접합부에서 보의 철골 플랜지에 닿지 않도록 계획하고 또한 직교방향의 주근을 고려해 방향별로 상하 관계를 정하고, 보 단부에서의 기둥 부재와의 마주침을 잘 검토해 결정할 필요가 있다.

기둥 및 보 철골 웹의 철근 관통구멍은, 해설도 2.6.1에 보이는 것처럼 철골의 용접 비드, 스칼랩에 걸리지 않게 하고 가능하면 단면성능을 해치지 않도록 위치를 정한다. 또한 이 철근 관통구멍은 공장 가공 하는 것을 원칙으로 한다.

구멍 위치의 기준점으로 정해진 것은 없지만 철근 관통구멍이 철골의 용접 비드, 스칼랩과 간섭하지 않게, 철근 관통구멍의 연단을 용접 비드부로 부터 15mm, 스칼랩 연단으로 부터 25mm 정도 떨어지는 것이 바람직하다.

철골에 철근 관통구멍을 설치하는 경우에는 부재의 변형능력이 극단적으로 저하하지 않는 범위에서 단면손실을 억제할 필요가 있다. 허용결손을 등은 2.10에 따른다.



해설도 2.6.1 관통구멍의 간섭

(4) 보 주근을 기둥에 정착하는 경우, 인장력을 받는 것은 기둥단면의 중심선을 넘는 곳까지 지나서 굽히는 것을 원칙으로 한다. 하단근의 정착은 접합부내에 구부려 올리는 것이 역학적으로 우수하다.

보 주근이 관통배근 된 경우에는, RC구조의 기둥-보 접합부에서는 보 주근의 부착 열화로 에너지 흡수 능력이 작은 역S자형의 복원력 특성을 보이는 일이 있지만, SRC 구조의 기둥-보 접합부에서는, 복원력 특성에 미치는 주근의 미끄러짐의 영향은 작다고 생각된다. 따라서 SRC구조의 기둥-보 접합부에서는 문헌(2.6.3)등에 보이고 있는 주근직경과 기둥 또한 보춤비의 제한치를 반드시 엄격하게 만족 시킬 필요는 없다고 생각된다.

또한 보 주근이 보의 철골 플랜지 상단면에 접촉해 있는 경우나 보의 철골 플랜지 하면에 배치 시킬때는 콘크리트 부착이 충분히 취해지지 않기 때문에 플랜지에 접촉해 있는 주근의 길이의 1/2을 정착 길이로부터 공제할 필요가 있다.

(5) 본 지침에서는 건물의 종국내력시에 소성화 한다고 생각되는 접합부에서는 변형능력을 확보하기 위해서 띠철근을 설치하는 것으로 하고 있다. 종국내력시에 탄성에 머무르는 접합부에는 접합부의 형식에 따라 다르고, 중간 기둥의 십자형 접합부에서는 띠철근을 생략 가능하고 그 외의 형식의 접합부는 띠철근비로 0.1%이상의 띠철근을 설치하는 것으로 한다. 이것은 이하의 실험적 고찰에 의한다.

접합부를 붕괴시키는 십자형접합부의 실험결과에 의하면 띠철근을 넣지않은 접합부의 설계가, 내력뿐만 아니라 변형능력면에서도 가능한 것이 규명되어 있다(부록 C 1 참조). 단, 띠철근에는 전단저항만 아니라, 1) 접합부 판넬의 콘크리트에의 구속효과, 2) 주근의 좌굴보강, 3) 주근의 부착할렬의 방지 등이 기대되지만 이들의 효과가 정량적으로 밝혀져 있지 않기 때문에 안전측으로 생각해 종국내력시에 기둥-보접합부가 소성화 하는 경우에는 띠철근을 넣는 것으로 한다.

종국내력시에 탄성에 머무르는 접합부에 관해서는 실험결과는 십자형 접합부에 따

른 것이기 때문에 띠철근을 설치하지 않아도 좋은 것은 중간기둥의 십자형 접합부에 한정한다. 십자형 이외의 접합부에서는 부재에 의한 접합부 판넬부의 구속이 작아지기 때문에 띠철근을 넣기로 하고 그 최소 띠철근비는 0.1%로 한다. 종국내력시에 소성화 하지 않기 위한 조건은 기둥-보 접합부의 종국 전단내력과 보 혹은 기둥의 종국 휨내력과의 비교로 아래식으로 표시된다.

$$jM_u > \text{Min} \{ \alpha \cdot (h'/h) \cdot ({}_B M_1 + {}_B M_2), \beta \cdot (l'/l) \cdot ({}_C M_1 + {}_C M_2) \} \quad (2.6.1)$$

여기서 jM_u 기둥 - 보 접합부의 종국 전단내력이고 아래식에 표시된다.

$$jM_u = {}_c V_e ({}_j F_s \cdot {}_j \delta + {}_w P \cdot \sigma_y) + \frac{1.2 {}_s V \cdot {}_s \sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (2.6.2)$$

단, ${}_B M_1 + {}_B M_2$: 접합부에 붙은 보의 종국 휨 모멘트의 합,

${}_C M_1 + {}_C M_2$: 접합부에 붙은 기둥의 휨 모멘트의 합

h, h' : 각각의 층고, 기둥의 내부높이

l, l' : 보의 스패 및 내부치수 스패

계수 α, β 는 접합부가 소성화하지 않는 것을 보증하는 계수이지만 이것에 관한 연구는 충분치 않으므로 철골구조의 접합부의 파괴의 검토에 사용하는 수치를 참고로 해서 현재는 $\alpha = 1.2, \beta = 1.2$ 로 하면 된다.

또한 기둥 SRC, 보 철골로 이루어진 골조의 접합부에서는 접합부 판넬에 대한 보의 구속을 그다지 기대할 수 없어 띠철근의 내력저항분이 크게 된다. 띠철근이 없는 경우는 판넬부의 콘크리트의 열화가 심해, 내력 및 강성이 저하하는 것이 관찰되어 있어, 띠철근비 0.1%이상으로 하는 것을 원칙으로 한다

參考文獻

- 2.6.1) 鈴木敏郎・瀧口克己・堀田久人・加藤征宏 : 三角スチフナを用いた鉄骨コンクリート柱 鉄骨はり接合部の終局耐力, 日本建築學會構造系論文報告集, 第416號. pp. 71-78, 1990. 10
- 2.6.2) 森田耕次・横山幸夫・平岡秀章 : 鉛直スチフナ形式・SRC柱-Sはり接合部の力學的舉動に關する研究, 日本建築學會構造系論文報告集, 第413號. pp. 53-63, 1990. 7
- 2.6.3) 日本建築學會・鐵筋コンクリート構造運營委員會系, 靱性設計小委員會 : 靱性設計小委員會報告書(終局強度形耐震設計法に關連する最新の研究成果), pp. 30-33, 1992. 8
- 2.6.4) 松井千秋・律征恵吾・中對浩之 : 柱はり接合部のせん斷補強法, 第2回合成構造の活用に關するシンポジウム講演論文, pp. 129-134, 1989. 9
- 2.6.5) 鈴木敏郎・瀧口克己・加藤征宏・岡本哲美 : SRC造S梁接合部に關する實驗的研究, 構造工學論文集, Vol. 31 B, pp. 165-174, 1985.3

2.7 철팔이음 주변의 배근

- (1) 기둥, 보의 철팔이음은 철팔 부분이 이음부에서 받는 응력에 대해 안전하도록 고력볼트, 스프라이스 플레이트를 설치하든지 용접하는 것을 원칙으로 한다.
이 경우 스티럽, 띠철근의 형상은 2.3의 규정에 의한다.
- (2) 인장력이 생기지 않는 기둥에 대해서 철팔 플랜지에 싸여진 콘크리트 단면에 철팔이음부의 전단력을 전달할 수 있다고 생각되는 경우에는 그 전달능력에 따라서 전단력을 부담하는 고력볼트등을 생략할 수 있다. 단, 철팔이음부 전단력의 1/3이상은 이음으로 전달 시킬 수 있게 한다.
- (3) 철팔보 이음부의 휨모멘트에 대해 그 주변의 철근콘크리트 부분에서 철근으로 보강할 경우는 휨모멘트에 대해 고력볼트등을 그 보강량에 따라서 생략할 수 있다.
- (4) (2)의 규정을 적용한 이음 주변의 띠철근, (3)의 규정을 적용한 경우의 휨모멘트 전달용 스티럽의 형상은 이음부가 비소성화 부분에 있어도 2.3(6)의 완화규정을 적용하지 않는 것으로 한다.

(1) 기둥, 보 철팔의 이음은 안전성을 기해서 부재 모단면의 내력을 보정하는 전강접합으로 하는 경우가 많지만 철팔웹은 설계 전단력에 대해 여유가 있는 경우가 많고, 또한 이음부는 힌지 발생위치에서 떨어져 두기 때문에 단부의 휨모멘트에 비해 상당히 작게 되어 반드시 전강접합으로 연결할 필요는 없다. 가구가 붕괴메카니즘에 도달 할 때 까지 철팔부재의 이음부에 생기는 응력에 대해 안전하도록 고력볼트, 스프라이스 플레이트를 설치하든지 용접접합으로 하면 된다. 붕괴메카니즘시 이음부의 휨모멘트, sM_j , sQ_j , 는 (2.7.1-4) 이다.

$$\text{보 : } sM_j = M_{j0} \cdot sM_d + \nu_j(sM_1 + sM_2) l / l' \quad (2.7.1)$$

또한, $\nu_j \cdot sM_0$ 이하

$$sQ_j = Q_{j0} \cdot sM_d + \nu_j(sM_1 + sM_2) l / l' \quad (2.7.2)$$

또한, $\nu_j \cdot sQ_0$ 이하

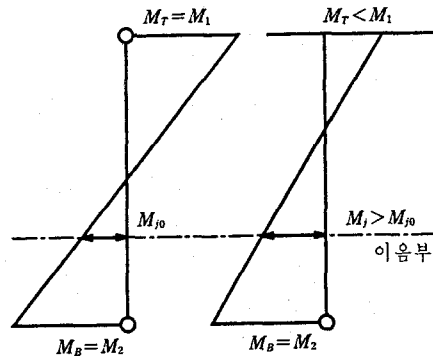
$$\text{기둥 : } sM_j = \nu_j[sM_1 \cdot (sM_1 + sM_2) sh / h'] \quad (2.7.3)$$

$$sQ_j = \nu_j(sM_1 + sM_2) / h'$$

$$\text{또한, } \nu_j \cdot sQ_0 \text{ 이하} \quad (2.7.4)$$

단, Y : 강재의 항복비, ν_j : 항복점의 불규칙, 변형경화 등에 의해, 보단부가 공칭휨 내력보다 상승하는 것을 고려한 안전율, sM_d / M : 이음에서 가까운 쪽 단부의 휨 설계에 사용한 철팔부분 휨모멘트와 보 전체의 휨모멘트의 비, s_l : 이음에서 가까운 쪽의 보단부에서 이음까지의 거리, l' : 보의 내부치수, sh : 기둥 단부에서 이음까지의 높이, h' : 기둥의 내부 높이 기둥의 휨모멘트는 해설도 2.7.1과 같이 주각에 힌지가 생기고 있는데 주두가 아직 메카니즘 상태로 되어 있지 않는 경우에는 가구가 붕괴메카니즘에 도달 할 때까지 생기는 최대 휨모멘트가 반드시 붕괴메카니즘시의 휨모멘트라고는 할 수 없다. 따라서, (2.7.3)식의 sM_1 , sM_2 에서 한쪽은 메카니즘시의 휨모멘트, 다른쪽은 1차설계시의 휨모멘트로 해 두는 쪽이 무난할 것이다.

이렇게 해서 연결한 철골 이음부근의 배근방법은 부재의 일반부와 차이가 없다. 단 이음은 부재 단부에서 떨어진 위치에 있고 소성화하지 않는 경우가 많고, 스플라이스 플레이트에 부딪쳐서 띠철근, 스티럽의 폭크를 충분히 구부릴 수 없을 때에는 2.3 (6)의 완화규정을 활용해 배근 설계를 하는 것이 좋다.



해설도 2.7.1 기둥 이음부의 M

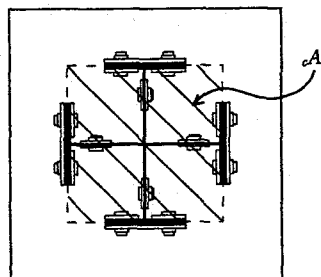
(2) SRC 구조의 보에서는 철골단면은 H형강의 경우가 대부분이라서 웨브의 이음이 시공상 문제가 되는 일은 적지만, 철골 기둥은 +자형 단면이 많아서 때때로 웨브의 고력볼트를 조이기 어려워 어쩔 수 없이 다수의 볼트를 2-3열로 여러단으로 나열하는 예가 있다.

부록 D 1의 실험^(2.7.1-2.7.2)에 따르면 축력이 어느 정도 있는 경우(축력비 0.1 이상)에는 철골이음이 완전하게 절단되어 있어도 기둥의 내력은 주두, 주각의 휨 파괴에 의해 결정되고, 그 변형성상은 일반의 SRC기둥과 동등하다. 이것은 철골 플랜지에 둘러싸인 콘크리트가 직접 전단력에 저항하고, 철골이 부담하고 있는 전단력을 전달때문이라고 생각된다.

기둥에 인장력이 생기지 않는 경우, 철골 플랜지에 둘러싸인 콘크리트에 부담시킬 수 있는 전단력 Q_b 는 (2.7.5)식에 의한다. 단, 철골웨브 이음에는 그 부담하는 전단력의 1/3 이상의 허용전단력을 갖는 용접 또는 고력 볼트를 설치하는 것으로 한다.

$$Q_b = cA_b \cdot f_{sb} \quad (2.7.5)$$

단, cA_b : 철골 플랜지에 둘러싸인 콘크리트의 단면적(해설도 2.7.2), f_{sb} : 철골 플랜지에 둘러싸인 콘크리트의 허용전단응력도로, (2.7.6)식에 의한다.



해설도 2.7.2 cA_b 의 잡는 방법

$$c f_{sb} = 2 f_s + 0.3 \sqrt{F_c} (N/A + 0.177 \cdot aP \cdot a f_t) \quad (2.7.6)$$

또한, $7 \cdot f_s$ 이하

단, f_s : 콘크리트의 허용전단응력도

N : 기둥에 걸리는 최대압축력

A : 기둥의 전단면적

aP : 보강용 삽입철근의 전 단면적의 cA_b 에 대한 비

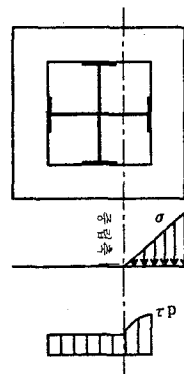
$a f_t$: 보강용 삽입철근의 허용인장응력도

부록 D 2 처럼, 철골 플랜지에 둘러싸인 콘크리트를 충전하고 그 직접전단내력 τ_p 를 실험적으로 조사(2.7.3)했는데 그 결과 (2.7.7)식을 얻었다.

$$\tau_p = 3 \cdot F_c / 20 + 0.777 \sqrt{F_c} (\sigma_n + 0.177 \cdot sP \cdot s \sigma_v) \quad (2.7.7)$$

해설도 2.7.3과 같은 휨과 축력에 의한 직응력도분포를 고려해서 그 식을 바탕으로 적분해 구한 철골 플랜지내의 콘크리트의 전단내력과 철골 주변의 RC부분 트러스 메카니즘에 의해 전단내력을 누가하면 실험치와 좋은 대응을 보인다. 그러나 이같은 수순은 실용상 번잡스럽기 때문에 철골 플랜지에 둘러싸인 콘크리트에는 $\sigma_n = N/A$ 의 축응력과 $\sigma_n' = 0.177 \cdot sP \cdot s \sigma_v$ 의 보강근에 의한 부가 축응력도가 균일하게 존재한다고 하고, (2.7.6)식 우변의 제 2항의 계수 0.777을 0.45로 해서 σ_n 와 σ_n' 가 균일하게 분포하는 것으로 계산해도 계산치와 실험치는 좋은 대응을 보이기 때문에 단기의 허용응력도로서는 이 2/3을 채용하는 것으로 해 주어진 것이 (2.7.5)식이다. 여기서 (2.7.6)식은 콘크리트 강도 $F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ 범위까지의 실험결과로서, 그 이상 강도의 경우, 그 적용에 의문이 남기 때문에 적용범위의외로 둔다.

축력이 인장으로 되는 경우의 실험은 행해지지 않았다. 보강용 삽입철근에 의해 어느정도의 전단력 전달능력을 줄 수 있다고 생각되지만 콘크리트에 인장균열이 생기는 경우 전단력 전달능력에는 의문이 남기 때문에 적용범위 외로 한다.



해설도 2.7.3 cA_b 내의 직응력, 직접 전단력의 분포

(3) SRC 구조의 철골은 폭이 좁은 것이 많고, 때로는 가구가 붕괴메카니즘에 도달하기 전에 이음부가 파단하는 정도의 볼트구멍이 필요한 경우나 어떤 사정으로 다수의 고력볼트의 설치가 곤란하게 되어 이음의 휨내력이 부족한 일도 있을 수 있다. 이

경우 이음에 주근을 첨가함으로써 보장할 수 있다. 부록 D 3, 4의 실험^{2.7.4)-2.7.7)}에 의하면 이음 부족분 1.1배의 휨모멘트에 대해 철근으로 보강하면 이음부의 파단을 면하고 소성힌지가 보 단부에 생겨서 충분한 변형능력을 충분히 확보할 수 있는 것을 알았으므로 이것을 기본으로 주근을 산정하도록 규정한다.

보강용 부가 철근은 어디까지나 이음부를 위해 배근하는 것이기 때문에 이것을 기둥-보 접합부내에 정착하면 부재 단부의 보강으로도 되어 부재단부의 휨내력도 상승하고, 힌지가 형성되기 전에 이음부가 파단되고 만다. 이것을 피하기 위해 부가 철근은 기둥과 보의 접합부 바로 앞에서 끝나게 한다. 정착길이가 부족한 경우에는 이것에 대응하여 부가근의 허용인장력을 저감한다.

이음부에서 철근으로 전달되는 휨모멘트는 이음부를 지나면 다시 철골로 옮기지 않으면 않된다. 이 전달에 대해서는 다음 2가지 방법을 생각할 수 있다.

- 1) 스티드 코넥터에 의한 방법
- 2) 스티럽, 띠철근을 추가하는 방법

이 2개의 방법의 응력전달의 고찰방법과 산정방법에 관해서는 2.4(7)의 해설, 부록 A4를 참조하기 바란다

(4) (2)의 규정을 적용해 이음주변의 띠철근, 스티럽, 철골플랜지의 콘크리트의 전단력전달능력을 보다 확실한 것으로 하기 위해, 또 (3)의 규정을 적용한 경우의 휨모멘트 전달용의 스티럽, 띠철근이 철골부분에서 RC 부분으로 휨모멘트의 전달을 확실히 하기 위해, 그 형상은 이음부가 비소성화 부분에 있어도 2.3 (6)의 규정은 적용하지 않는 것으로 한다.

參考 文獻

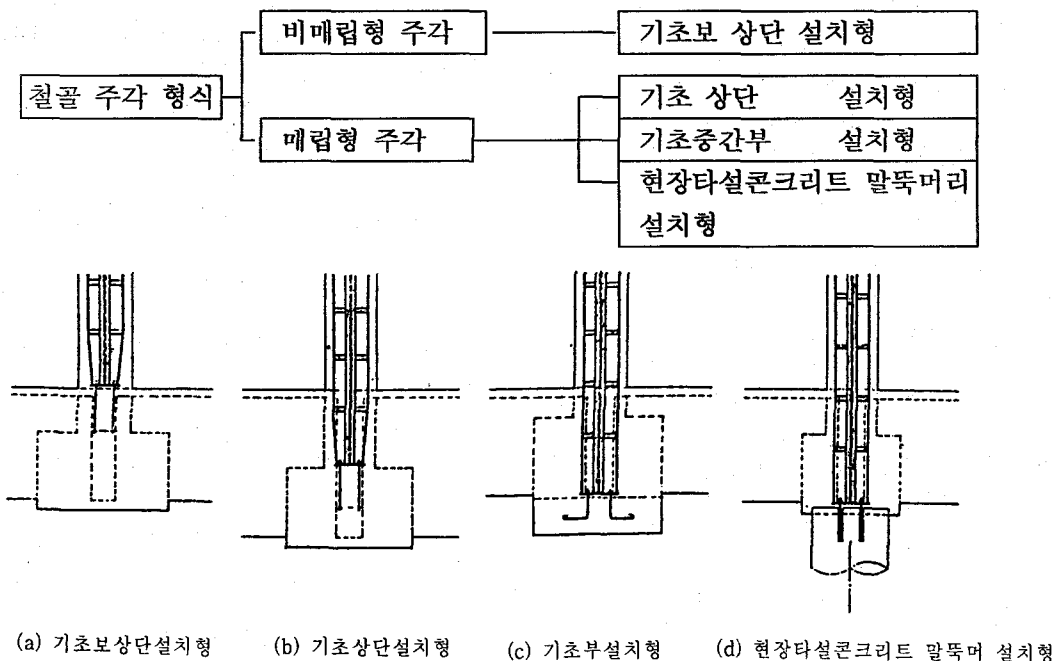
- 2.7.1) 立川 淳・福知保長・西村泰志・新美禎久 : SRC構造の合理的配筋設計法の開発研究(No. 7,8), 弱い鉄骨継手を持つ柱のせん断傳達能力(その1. 実験計画, その2. 実験結果), 日本建築學會大會學術講演梗概集, 構造 C, pp. 1559-1562, 1989.10
- 2.7.2) S. WATANABE, Y. FUKUCHI, Y. NISHIMURA, Y. NIIMI "SHEARING STRENGTH OF SRC COLUMNS ENCASING STEEL MEMBERS WITH WEAK JOINTS "PROCEEDINGS OF THE THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES, pp. 341-346, 1991. 9
- 2.7.3) 渡邊 論・福知保長 : 鉄骨灣入部に充填させたコンクリートのせん断耐力に関する実験的研究, 日本建築學會大會學術講演梗概集, 構造C, pp. 1729-1730, 1991. 9
- 2.7.4) 杉田 浩・下村波基・福知保長 : 高張力鋼を用いたSRC構造の開発研究(3,4) 鉄骨の断面欠損に関する鉄筋の補強効果(その1. 実験計画, その実験結果), 日本建築學會大會學術講演梗概集, 構造 C, pp. 1319-1322, 1986. 8
- 2.7.5) 外狩吉隆・福知保長 : 高張力鋼を用いたSRC構造の開発研究(No. 21) 鉄骨の断面欠損に対する鉄筋の補強効果, 日本建築學會大會學術講演梗概集, 構造 C, pp. 1243-1244, 1987. 10
- 2.7.6) 熊田成謙・新美禎久・福知保長 : 高張力鋼を用いたSRC構造の開発研究(No 42) 鉄骨の断面欠損に対する鉄筋の補強効果(その2), 日本建築學會大會學術講演梗概集, 構造 C, pp. 1535, 1536, 1989. 10
- 2.7.7) 福知保長・外狩吉隆 : SRC-RC梁の接續部に關する実験的研究, コンクリート工學年次論文報告集, Vol, No. 3 1988. 6

2.8 주각

- (1) 주각은 비매립형과 매립형의 두 형식으로 하고, 밀실한 콘크리트를 타설할 수 있도록 배근한다.
- (2) 비매립형에 대해서 주두에서 주각에 이르기까지 철골부분과 철근콘크리트 부분의 휨모멘트 분포에 따라 보강근(주근 및 띠철근)을 배근한다.
- (3) 매립형에 대해서는 철골부분의 매립깊이에 따라 지중보 및 기초의 배근을 한다. 또한 측면기둥 또는 모서리기둥에는 적절한 보강근을 배치한다.
- (4) 철골 세우기가 주각부의 주근등에 방해가 될 경우에는 철골 주각을 테이퍼좁혀서 가공해도 좋다. 또 주각부 주근을 구부렸다 뺐다를 하지 않도록 주근의 이음위치를 계획한다.
- (5) 철골의 주각은 시공상 필요한 앵커볼트 및 베이스 플레이트를 설치한다.

(1) SRC 구조의 주각부는 SRC 부재에서 RC 부재로 전달하는 불연속 부분에 많은 단면력(축방향력, 휨모멘트 및 전단력)이 존재하고, 또한 보 붕괴모멘트에 있어서도 최종적으로는 이 주각부에 소성힌지를 발생하는 변형능력이 요구된다. 따라서 그 단면력의 전달방법을 명확히해서 설계하고 동시에 시공상 합리적인 배근을 하고, 밀실한 콘크리트를 타설할 필요가 있다.

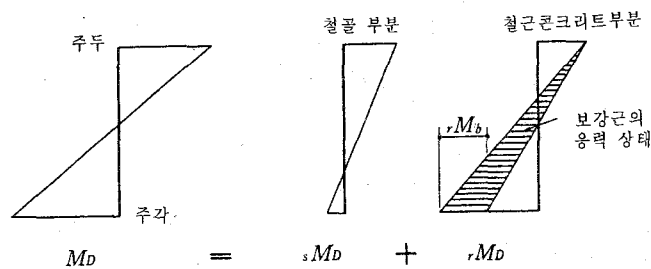
SRC 주각은 철골기둥에서 RC 부재의 단면력을 전달시키는 방법에 따라 비매립형과 매립형으로 크게 2가지 형식으로 나눌 수 있고, 다시 매립형에 대해서는 철골 주각부 설치 위치에 의해 3 타입으로 나눌 수 있다. 여기에서 이 형식을 대상으로 한다. 설계시 어떤 형식을 택하는가는 건물의 규모, 가구의 응력 상태등을 충분히 검토하고 나서 결정해야 한다. 또한 앵커볼트 및 보강근등의 배근에 있어서도 역학적으로 명확하고 시공성이 좋은 방법으로 해야 한다.



해설도 2.8.1 SRC 주각의 종류

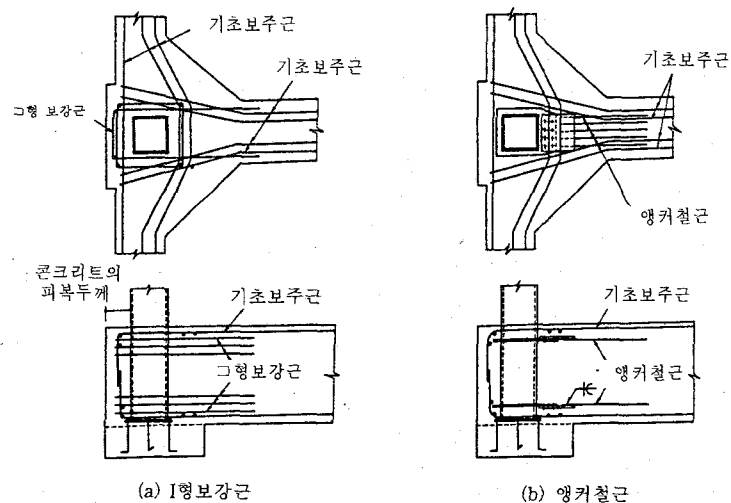
(2) 비매립형 주각의 휨내력은 SRC 기준 22조 및 36조에 따라 결정한다. 또한 주두에서 주각에 이르기까지의 철골부분과 RC 부분의 휨모멘트 분포에 대해서는 SRC 기준 제 3 판^(2.8.1)의 해설에 따라 결정하고 설계한다. 이하에 이 해설을 발췌하여 나타낸다. 철골주각에서 주두까지 휨모멘트는 해설도 2.8.2와 같이 철골주각이 부담하는 휨모멘트와 철골 주두부분이 부담하는 휨모멘트를 직선적으로 연결한 분포상태라고 가정한다. 잔여 휨모멘트는 RC 부분에 부담시키는 것으로 하고, 설계용 휨모멘트에서 철골부담의 휨모멘트를 빼서 구할 수 있다. 이 경우 철골부분과 RC 부분의 곡률이 상이한 것이 일반적으로 예상되어, 철골과 RC 부분의 상호 힘 전달메카니즘에 문제가 있지만 여기에서는 종극적으로는 철골과 콘크리트와의 부착효과를 기대하지 않고, 각각 독립된 구조로 가정해 설계하는 것으로 한다.

해설도 2.8.2 중의 rM_D 의 경사부분은 주각의 콘크리트 단면 혹은 주근을 증강시켰기때문에 기대되는 휨모멘트로서, 직선분포를 하는 것으로 가정해 배근 할 필요가 있다.



해설도 2.8.2 주각부를 포함하는 기둥의 응력상태

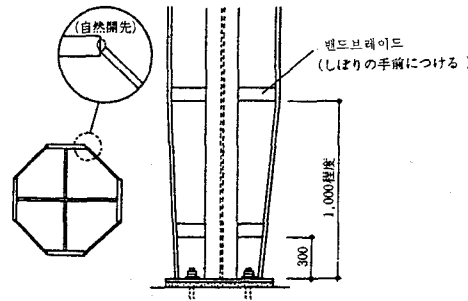
(3) 매립형 주각에 대해서는 SRC기준 및 「강관구조 설계시공지침·동해설」(2.8.2)의 4.5.4 및 9.5.3에 따라 설계 및 배근을 한다. 특별히 측면기둥 또한 모서리기둥에서는 적절한 보강근의 배치가 필요하다.



해설도 2.8.3 측면기둥 보강법의 예

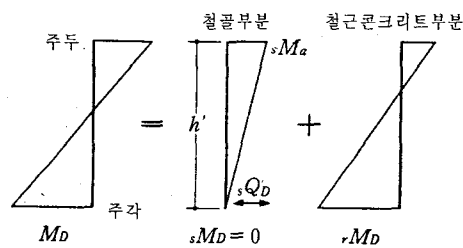
(4) 철골주각부에 있어서 베이스 플레이트와 주근의 간격이 적으면 철근을 새로 세우거나, 베이스 플레이트를 손상시키지 않으면 안되는 상태로 되기 때문에, 시공의 정밀도를 고려해 주각을 테이퍼 시키는 것이 바람직하다.

앵커볼트의 체결등 철골의 세우기 시에는 주근에 방해가 되기 때문에 밖으로 구부리고 세우기 완료시 이것을 되돌리는 방법은 시공의 노력도 많이 들고 철근의 구조재료적 견지에서도 문제가 있다. 따라서 주각부 주근을 구부렸다 펴는 것을 피할 수 있도록 이 주근 이음위치에 대해서 계획한다.



해설도 2.8.4 철골주각의 결속 방법

(5) 철골주각부의 베이스 플레이트 및 앵커볼트는 휨모멘트를 기대하지 않는 경우라도 세우기시공상 필요한 앵커볼트 및 베이스 플레이트를 설치하지 않으면 안된다. 또한 철골주각의 휨모멘트를 무시해도, 주두부분이 휨모멘트에 따라 설계되어 있다면 전단력($sQ_d = sM_a / h'$)이 존재하는 것을 잊어서는 안된다.



해설도 2.8.5 철골주각에 휨모멘트를 기대하지 않은 경우의 응력상태

參考 文獻

- 2.7.1) 日本建築學會：鐵骨鐵筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1975
- 2.7.1) 日本建築學會：鋼管構造設計施工指針・同解説, 1990

2.9 내진벽

- (1) 본 지침에서 다루는 내진벽은 주변 골조의 기둥이 철골철근콘크리트 구조로서 보가 철골철근콘크리트 구조, 철근콘크리트 구조 및 철골 구조로 되어 있고, 내진벽이 일반의 철근콘크리트 구조 및 평강등의 가새 또는 강판 삽입된 철근콘크리트 구조로 한다.
- (2) 철근콘크리트 구조의 내진벽 벽철근의 세척은 [철근콘크리트 구조계산 기준·동해설(1991)]에 의한다.
단, 주변의 보, 기둥에 내장된 철골에 의해, 벽철근의 정착이 충분히 행해지지 않을 경우에는 그 영향을 고려하여 배근할 수 있다.
- (3) 평강과 H형강등의 가새들을 내장한 내진벽에는 가새의 국부좌굴의 영향을 구속하기 위해서는 보강근을 배근하든가 보강철물을 배치한다.
- (4) 강판을 내장한 내진벽에는 강판의 양측에 벽철근을 배근한다.
- (5) 연층의 내진벽에 접속하는 기둥에서 지진시 큰 압축력을 받는 경우에는 그 기둥의 콘크리트를 구속하는 보강근을 배근한다.
- (6) 주변 철골이 충분히 견고하고 골조의 종국상태에 대해서도 소성화 되지 않는 내진벽 벽철근의 정착길이는 15d 이상으로 해도 좋다

(1) 본 지침에서 다루는 내진벽은 주변 기둥이 SRC 구조, 보가 SRC 구조, RC 구조 혹은 철골구조로 구성된 가구조 구속된 RC벽, 철골가새와 강판등을 가진 내진벽을 대상으로 한다.

해설표 2.9.1 본 지침에서 대상으로 하는 주변 골조의 구조와 내진벽의 조합

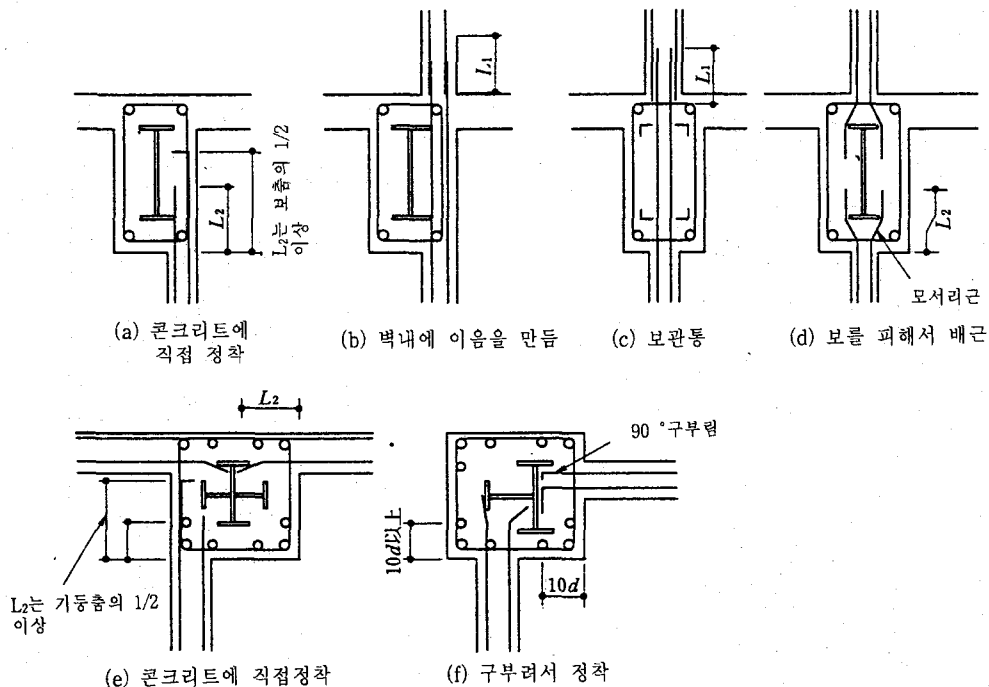
벽 보	RC구조벽 (RC)	철골철근에 강판을 내장한 RC구조벽	
		철근이 삽입된 RC구조벽(B)	강판이 삽입된 RC 구조물(S)
SRC조	 SRC-R	 SRC-B	 SRC-S
	 RC-RC	 대상의 RC-B *2)	 대상의 RC-S *3)
	 S-RC	 대상의 S-B *1)	 대상의 S-S *1)

주변 골조와 벽의 조합은 해설표 2.9.1과 같은 것을 생각 할 수 있는데, 그 조합중에는 주변 골조와 벽과의 응력전달 메카니즘이 불명확하다고 생각되어지는 것이나 실시의 실적이 적은 것이 있어 현 단계에서는 해설표 2.9.1의 조합중 대상외로 기입해 둔 조합은 본 지침의 대상에서 제외되었다.

(2) 주변 골조가 SRC 구조 또는 RC 구조의 경우, 벽철근의 정착은 원칙적으로, RC 규준 및 RC 배근지침에 준하는 것으로 해서 기둥, 보의 콘크리트 코아내에 정착한다. 콘크리트 코아내에 정착하는 경우는 할열의 염려가 없는 것으로 그 정착길이는 RC 규준 17조 표 10의 정착·이음길이의 최소치 길이 이상으로 해도 좋다. 또한, 콘크리트 코아내에서 구부림하는 경우는 구부림부의 수평투영길이를 $10d$ 이상으로 하는 것이 바람직하다. 이 경우 내장된 철골의 위치에 주의해 벽철근의 정착위치를 사전에 결정해둔다. (해설표 2.9.1). 그러나 내장된 철골에 의해 철근정착이 지장을 받는 일이 많지만, 그 경우에는 주변 골조와 벽 사이에 생기는 직접 전단에 저항 할 수 있는 스티드 코넥터와 장부철근을 배치하는 공법을 사용해 설계하는 것도 가능하다.

벽철근을 주변골조에 정착하지 않고 장부철근과 머리 있는 스티드를 사용하는 예를 해설도 2.9.2에 나타낸다.

(a)는 주변골조의 강성과 내력이 충분히 강하고, 내진벽에 구성된 압축부분에 따른 압축력의 수평성분을 구속할 수 있는 경우에 가능하다. 주변 골조의 강성·강도가 압축력의 수평성분에 저항할 수 있는 경우는 주변 골조와 내진벽 사이에 생기는 연직성분의 직접 전단에 의하여 접속부의 내력이 확보되면 되므로 이 전단력에 대해서는 정착부 철근의 장부작용(dowel action)으로 저항시킬 필요가 있다. 일체로 타설한 콘크



해설도 2.9.1 벽철근의 일반적인 정착

리트조 부재간의 장부작용에 관한 실험연구는 거의 없지만 프리캐스트 부재의 실험연구에 의하면, 매립길이를 10d로하면 충분히 장부작용을 기대 할 수 있다고 판단 되어 지기 때문에 본 지침에서는 이 장부작용 철근의 매립길이로서는 안전성을 확보한다는 관점에서 15d이상으로 했다.

(b)는 내부응력이 벽내에서 균형을 유지하도록 배근한 경우의 예로, 주변 골조와 내진벽의 배근을 따로따로 시공할 수 있으므로 프리페브화에 적당하다. 그러나 이 경우에도 주변 골조와 내진벽 사이에는 직접 전단력이 작용으로, (a)와 동일하게 주변골조와 벽의 접합부는 장부효과를 기대해 배근한다. 또한 장부철근 대신에 철골의 스티드 코넥터 를 용접하는 마감도 생각할 수 있다..

(3) (4)평강과 H형강 등의 가새나 강판을 내장하는 내진벽은 RC 벽으로서의 벽철근의에 가새의 전체 좌굴을 방지하는 보강근이나 가새부착부의 강판의 국부좌굴 방지용 보강철물을 배근, 배치할 필요가 있다.

현장타설 RC조 내진벽내의 평강가새와 강판의 역학적 거동에 관해서는 연구 예가 적고 실험 예도 몹시 적다. 그러나 평강가새를 내장한 프리캐스트 PC판 내진벽의 실험 예와 설계 예(문헌 2.9.9)가 있고 또한 언본드 평강 가새를 내장한 PCa판 실험연구와 실시예도 보고되어 있다(문헌 2.9.1, 2.9.2, 2.9.3). 이 연구를 참고해 평강 가새를 내장한 현장타설 SRC조 내진벽의 설계상 주의점을 들면,

- 1) 압축영역 평강가새의 전체좌굴을 방지하는 보강
- 2) 평강가새 부착부 주위의 응력 집중과 단부 국부좌굴에 대한 보강 및 보강
- 3) 평강가새와 콘크리트 부착력에 대한 취급
- 4) 공사장에서의 평강가새 조립 정밀도등이 있다.

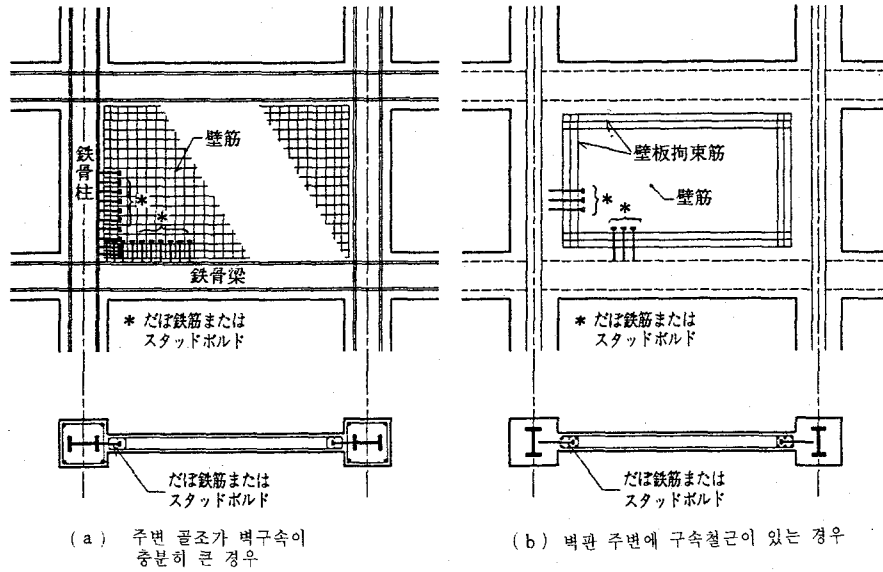
4)는 현장의 철골가공·시공정밀도의 문제이지만, 평강가새의 좌굴보강, 단부국부좌굴의 내력에는 평강가새의 초기 처짐량이 관련해서, 전체좌굴의 방지를 위해서는 이 초기 처짐과 평강가새를 둘러싼 전단균열이 발생하는 콘크리트의 강성과 강도를 적절히 평가하는 것이 중요하다.

강판 내장의 SRC조 내진벽에 관해서도 같은 것을 말할 수 있지만 강판의 수평전단력은 주변 골조의 전단력과 비해 크기 때문에 강판에 의해 생기는 벽 내부방향으로 향하는 힘에 의해, 주변 골조를 전단파괴 시키는 일이 있기 때문에 강판 내장 SRC조 내진벽을 설계하는 경우에는 벽판이 최대내력을 발휘하기 이전에 주변 골조의 전단파괴가 생기지 않게 하는 배려가 필요하다.

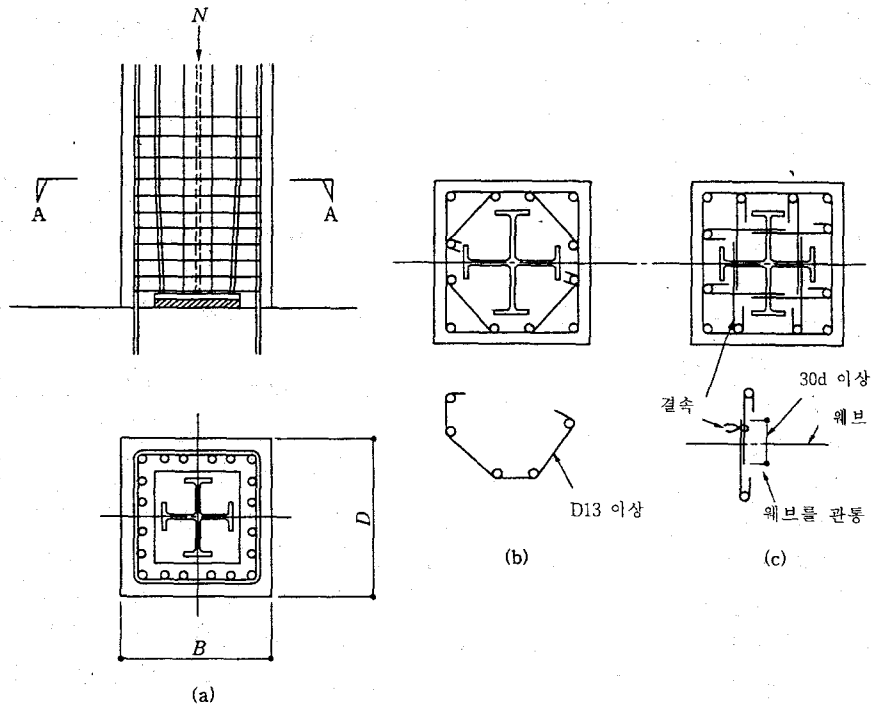
한편 SRC 규준에서는 평강가새 내장 또는 강판내장 내진벽의 경우에도 RC조 부분과 S조 부분 수평 전단력을 누가해도 좋은 것으로 하고 내장된 평강가새 및 강판 최대 두께는 RC조 벽두께에 의해 제한되기 때문에 주의 할 필요가 있다. 현단계에서는 SRC조 내력벽 거동을 파악할 수 있는 실험연구의 성과는 SRC부재와 SRC접합부 연구성과에 비해 몹시 적어서 그 정량적인 평가를 할 상황에 이르지 못했다. 하지만 평강가새내장 및 강판내장 SRC 내진벽의 합리적인 설계법 및 배근법을 확립하기 위해서는 어떠한 사항을 해결하는 것이 필요한 가를 이해하기 위해 굳이 기존의 평강가새 내장의 PC판 및 언본드내장 PCa판 실험연구 성과를 참고로 해서, 부록 F1에서 F 5에 SRC 내력벽의 역학적 취급방법을 기술한다.

(5) SRC구조 기둥에 있어서도 RC구조 기둥과 같이 제한 축력을 만들어 놓고 있다. 연층 내진벽의 외부기둥에는 지진시 큰 압축력이 작용한다. 이러한 기둥에는 주근의

좌굴방지와 콘크리트의 구속을 위해 때문에 띠철근을 촘촘히 배근하는 것이 바람직해
서, 해설도 2.9.3 (b), (c)와 같은 구속근을 배근하는 것이 좋다. 구속근의 배근량에 관
해서는 문헌(2.9.12) 및 (2.9.13)을 참조해 결정하는 것이 좋다.



해설도 2.9.2 벽철근을 주변 골조에 정착하지 않는 예



해설도 2.9.3 연층 내진벽의 고압축력을 받는 외부기둥의 보강근

(6) 주변 골조가 충분히 견고하고, 또한 골조의 종국상태에서도 내진벽 주변골조가 소성화 하지 않는 경우에는 주변 골조의 구속에 의해 RC조 벽의 균열이 생긴 후에도 콘크리트만으로 전단력을 전달하는 것이 가능하다. 이 경우 벽판의 전단력 전달은 수평면에 대해 45° 방향의 콘크리트의 압축력에 의해 이루어지게 되므로 배근된 벽철근에는 인장력이 생기지 않는다고 가정해도 좋기 때문에 인장철근으로써 해서 정착할 필요는 없다. 그러나 압축면을 구성하는 콘크리트 벽과 주변 골조 사이에는 직접 전단력이 작용하므로 (2)에서 기술한 것과 같은 이유로 이 벽철근에 대한 장부작용을 기대하는 것이 되기 때문에 장부철근과 마찬가지로 15d이상 정착하도록 했다.

參考 文獻

- 2.9.0) 福知保長(研究代表) : 鐵骨鐵筋コンクリート構造の合理的配筋設計法の開發研究, 昭和63年度文部省科學研究(總合) 報告書, pp. 215-241, 1989.1
- 2.9.1) 若杉 實・中村 武 : 繰返し受ける絶縁ブレース内藏PC壁板の彈塑性性狀に關する實驗的研究(その 1,2), 日本建築學會大會學術講演梗概集, pp. 1041-1044, 1973.10
- 2.9.2) 井上一郎・尺泉紳一ほか : アンボンド平鋼ブレース内藏コンクリート壁の座屈補強設計, 日本建築學會構造系論文報告集, 第 432 號, 1992. 2
- 2.9.3) 尺泉紳一・井上一郎 : アンボンド平鋼ブレース内藏コンクリート壁の端部補強設計, 日本建築學會構造系論文報告集, pp. 137-146, 1993.1
- 2.9.4) 藤木清弘・南 宏一 : 鐵骨鐵筋コンクリート造における耐震壁の合理的配筋設計法の開發, (その 2), 日本建築學會大會學術講演梗概集, pp. 1147-1148, 1988. 10
- 2.9.5) 山田 捻・河村 廣 : 鐵骨鐵筋コンクリート單位耐震壁の彈塑性性狀に關する研究(XXI. X形鋼板ブレース), 日本建築學會近畿支部研究報告集, pp. 137-140, 平成 2年 6月
- 2.9.6) 山田 捻・河村 廣 : 鐵骨鐵筋コンクリート單位耐震壁の彈塑性變形びに崩壊成狀に關する研究 (XXI. 鋼板入耐震壁), 日本建築學會近畿支部研究報告集, pp. 85-88, 平成 3年 6月
- 2.9.7) 佐堡紀一郎・松崎育弘ほか : プレキャスト部材接合面におけるせん斷傳達に關する實驗的研究研究 (その 1-2), 日本建築學會大會學術講演梗概集, 1992. 8
- 2.9.8) 大淵英夫・松崎育弘ほか : プレキャスト部材接合面におけるせん斷傳達に關する實驗的研究研究 (その 3-4), 日本建築學會大會學術講演梗概集, 1993. 9
- 2.9.9) 須藤福三 : 構造物の力學解析と設計, 昭和61年 2月
- 2.9.10) 日本建築學會 : 各種合成構造設計指針同解説, 昭和63年 8月
- 2.9.11) 太田道彦・井ノ上一博・吉田啓喜 : プレキャスト耐震壁を用いた複合化工法, 建築技術, 1992. 5
- 2.9.12) 日本建築學會 : 鐵骨鐵筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1992
- 2.9.13) 日本建築學會 : 高強度人工輕量骨材コンクリート造建築物を用いた建築物の設計と施工, 1992
- 2.9.14) 日本建築學會 : プレキャスト鐵筋コンクリート構造の設計と施工, 昭和 61年
- 2.9.15) 日本建築學會 : 壁式プレキャスト構造の鉛直接合部の舉動と設計法, 1989.4

2.10 철골단면의 철근등의 관통구멍에 의한 결손한도

- (1) 기둥, 보의 H형강, H형강 조합에 의한 +자형강 플랜지, 상자형 강관, 원형강관의 힌지가 생기는 부분에는 원칙적으로 구멍을 설치해서는 안 된다.
- (2) 비소성화 부분에 있어서는 그 부분이 안전한 범위내에서 구멍을 설치할 수 있다.
- (3) H형강, H형강의 조합에 의한 +자형강 웨브의 관통구멍은 (2.10.1)식의 한도 이하가 되는 것으로 한다.

$$Z_{pm} / Z_{po} = \nu \cdot Y$$

여기서, Z_{po} : 철골 전 단면의 소성단면계수.

Z_{pm} : 단면결손을 고려한 철골 단면의 소성단면계수.

Y : 강재의 항복화로 표 2.10.1의 값으로 한다.

ν : 변형도 경화에 의해 응력이 상승하는 것을 고려한 안전율로서, 표 2.10.1의 값으로 한다.

표 2.10.1 Y, ν 의 값

강재	Y	ν
SS 400 급	0.59	1.2
SM 490 급	0.66	1.1
기타	0.70	1.1

- (4) 부득이 (1)의 규정에 반하는 구멍을 설치하는 경우에는 (2.10.1)식을 만족하는 범위내로 한다.
단, ν, Y 의 값은 표 2.10.1의 1.1배로 한다.

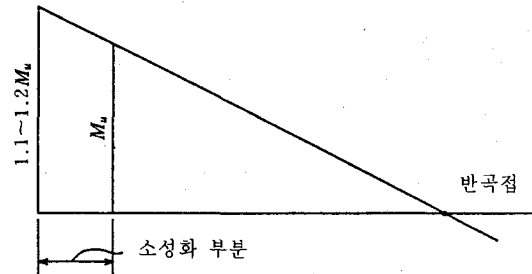
철근등의 관통구멍에 의한 철골단면의 결손은 당연히 철골부재의 내력저하를 야기하고 변형능력을 해친다. 특히, 기둥-보 접합부 부근의 응력이 가장 큰 부분이므로, 결손의 영향은 크다.

소성화 부재에서는 소성힌지가 형성되고 힌지의 회전이 어느정도 생기기 위해서는 소성화의 부분은 어느 길이 (일반적으로 재의 길이의 1 - 1.5 배정도로 생각 된다)를 필요로 한다. 결국, 부재의 단면에서는 해설도 2.10.1과 같이 그 전소성모멘트의 1.1-1.2배의 정도의 모멘트를 받는 것으로 되어 이것에 대해 부재가 파단하면 변형능력이 부족한 구조물이 되고 내진설계상 바람직하지 않다. 따라서 기둥-보 접합부 주변은 철근등의 관통구멍을 두지 않는 것이 이상적이고 휨모멘트를 부담하는 단면 부분에는 구멍을 설계하지 않는 것을 설계의 원칙으로한다. (1)은 이 원칙을 규정한 것이다.

(2)는 비소성화 부재에서의 완화규정이다. 이 경우 그 부재에서 생긴 응력도란 붕괴 메카니즘 형성시에 그 부재가 받는 휨 모멘트, 축력 전단력에 의해 생긴 응력도를 말하고 주변의 소성화 부재의 휨모멘트는 상술한 것처럼 전 소성의 1.1-1.2배 정도까지

상승하는 것도 고려해야 한다.

H형 십자형 강은 웨브철근 관통구멍을 두지 않는 설계는 현실적으로는 불가능하다. 웨브는 주로 전단력을 부담하고 그 단면은 전단력에 대해 여유있는 경우가 많기 때문에 다소의 구멍이 설치되어도 특별히 지장이 없는 경우가 많은데, 구멍이 크거나 너무 많은 경우는 휨내력에도 크게 영향을 주는 일이 있다. 스칼롭등이 있음으로써 단면 손실이 한층 커지게 되는 경우도 있으므로 주의를 요한다.



해설도 2.10.1 힌지가 생기는 경우 기둥-보 접합부 부근의 휨모멘트의 크기

상자형 강관, 원형강관이 기둥철골에 쓰여지는 경우에는 어느 단면부분도 휨모멘트를 부담하는 부분에 있으므로 보 주근은 이것을 피해 우회해서 배근하고 관통구멍은 두지 않는 것을 원칙으로 하지만 상자형 강관에서는 (2.10.1)식의 한도 이내로 만들어도 좋다. 다만 변형도 경화에 의한 휨모멘트의 상승도 고려에 넣어서 $\nu \cdot Y$ 의 수치는 2.10.1의 1.1배를 사용한다.

參考文獻

- 2.10.1) 福知保長・殘野哲英・安田聰：金屬系新素材・新材料の利用技術の開発，建設省総合プロジェクト・新素材，その 73 高性能鋼を用いたSRC梁の鐵骨繼手の斷面缺損の限度に関する實驗，日本建築學會大會學術講演梗概集，構造 C，pp. 1703-1704，1993. 8

제 3 장 각 부 배 근

3.1 보, 기둥의 단면형상

(1) 보의 단면형상

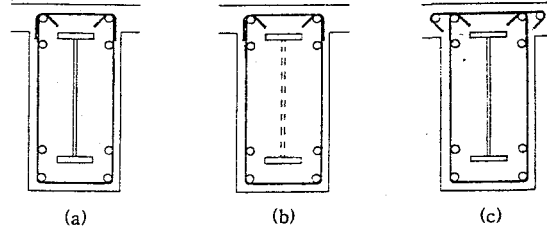


그림 3.1.1 보의 기본 단면형상

(2) 기둥의 단면형상

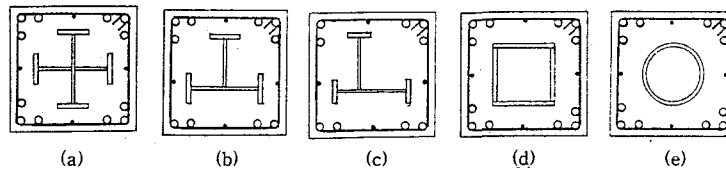


그림 3.1.2 기둥의 기본 단면형상

(3) 스티럽 및 띠철근의 형상

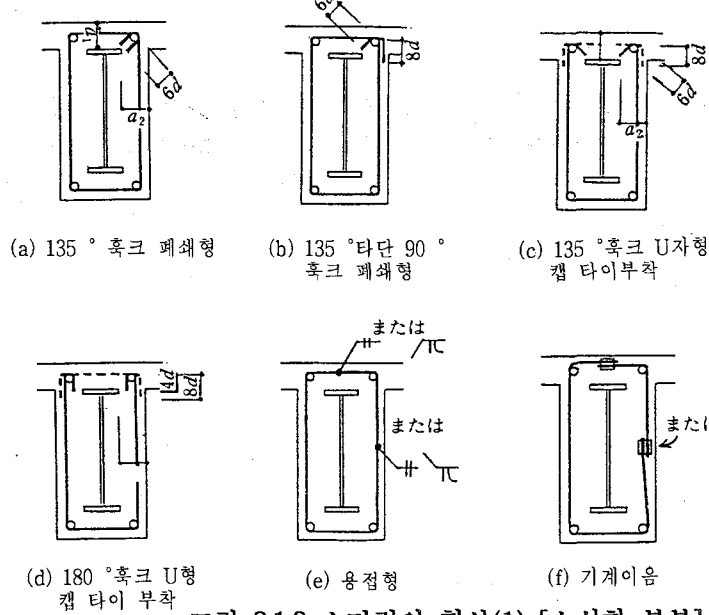


그림 3.1.3 스티럽의 형상(1) [소성화 부분]

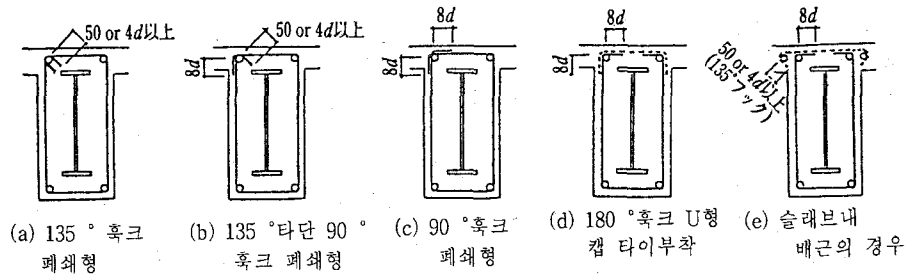


그림 3.1.4 스티럽의 형상(2) [비소성화 부분]

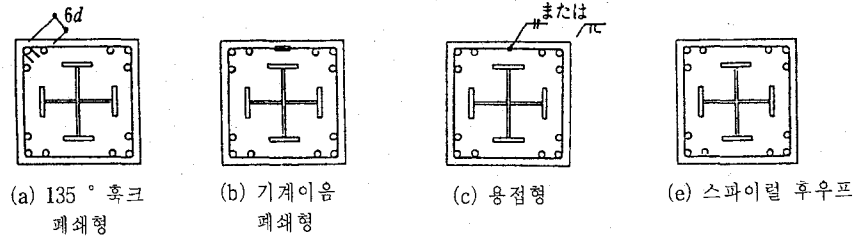


그림 3.1.5 띠철근 형상(1) [소성화 부분]

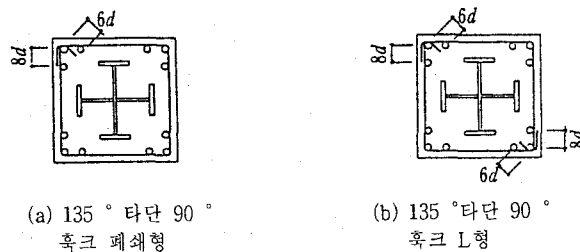


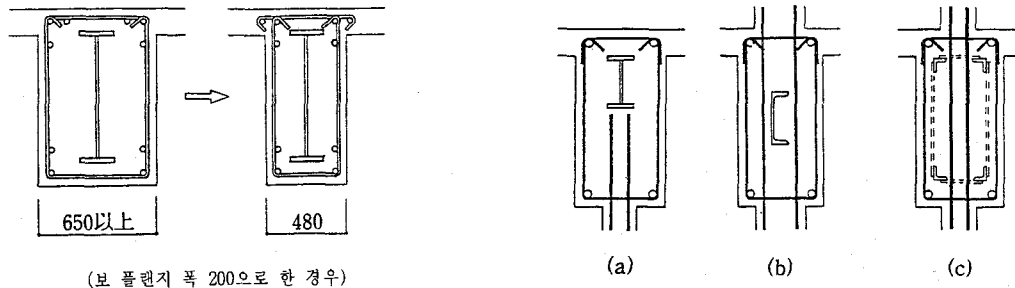
그림 3.1.6 띠철근의 형상(1) [비소성화 부분]

(1) 그림 3.1.1.은 보의 가장 기본적인 단면형상이다. (a)는 철골이 H형강의 중복형 (b)는 비중복형인 경우도 모두 동일 타입의 단면형상이다. 주근은 상단근, 하단근 모두 2단근, 또한 4본이하로 되어 있다. 주근이 2단근 6본 타입의 단면을 필요로 하는 경우에는 보 주근과 기둥철골과의 마무리에 의해 보폭이 지나치게 커지기 때문에 충분히 검토해서 설계한다. (c)는 상단근 일부를 슬래브내에 배근한 단면현상이다. 상단근이 4본을 초과하는 설계인 경우에는 좌우 각 1본위 주근을 슬래브내에 배근해도 좋다. 단, 기둥 접합부에서는 기둥 주근의 내측을 지나도록 한다. 이것에 의해 해설도 3.1.1.과 같이 보폭이 필요 이상으로 커지지 않고 합리적인 단면 설계가 가능하게 되는데 주근의 상하 위치 또는 슬래브 두께에 따라서는 피복이 부족할 경우가 있기 때문에 슬래브 현치를 설치하는등 배근의 위치 관계를 충분히 검토해서 설계한다.

특수한 형상으로서 내진벽의 부대기구등으로 철골단면을 축소할 수 있는 경우로 벽철근 내부 정착을 고려한 해설도 3.1.2의 보 단면형상이 자주 채용되고 있다. (a)는 벽근을 보 내부로 정착하는 단면형상으로, 보 중앙에 배치된 벽근을 보 내부에서 정착하기 위해 벽근이 정착할 수 있는 보의 높이는 필요하다. (b)는 철골의 외측을 벽

철근이 통과하고 (c)는 앵글등에 의한 조립박스 단면형으로 하여 철골 내측을 벽근이 관통하는 형식이다. 특히, 이 경우는 보의 콘트리트 단면이 앵글등에 의해 바꾸니 모양으로 보장되고 있기 때문에 보 철근을 생략하여 철근콘트리트 보로 설계할 수도 있다.

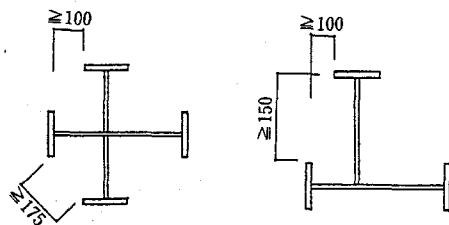
(2) 그림 3.1.2는 기둥 단면의 기본 형상이다. (a), (b)가 가장 기본적인 단면형상이다. (a)는 건물 중앙 기둥으로서 일반적으로 채용되고 있고, 철골은 십자형 단면이다. (b)는 건물 측면 기둥으로서 자주 채용되고 철골은 T자형 단면으로 되어 있다. X 방향인 보의 측면 기둥의 측면과 일치시키는 경우에 사용된다. (c)는 모서리 기둥에 채용되는 형상인데 (b)의 변형으로 비대칭 단면이 되며 X·Y 양 방향의 측면이 기둥의 측면과 일치시킨 경우에 사용된다. (a), (b)에 나타난 기본 단면형상은 대칭 단면이나 실시 설계에 있어서는 보의 최소치수등 여러가지 설계 조건에 의해 (c)와 같이 비대칭 단면으로 하지 않을 수 없는 경우가 있다. 그 경우는 철골 제작의 용접 작업성, 현장 볼트접합의 마무리나 체결 작업성등을 고려해서 철골 형상은 해설도 3.1.3에 나타난 최소치수 이상으로 함과 동시에 배근등을 충분히 검토하여 설계하지 않으면 안 된다.



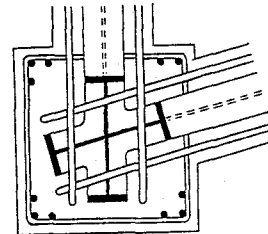
해설도 3.1.1 보 배근방법과 보폭

해설도 3.1.2 벽철근 통과시 정착을 고려한 단면형상

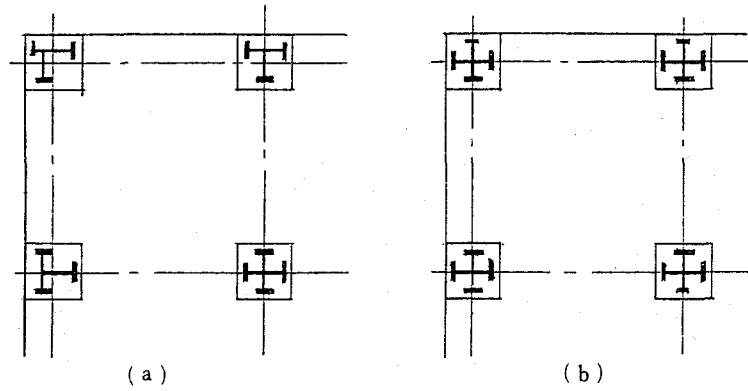
해설도 3.1.4와 같이 건물 형상에 따라 기둥에 대해 보를 경사지게 설치하는 경우도 있다. 이 그림에 나타난 예는 해설도 3.1.3의 최소치수를 만족하고 있기 때문에 받아들여 지고 있지만 철골의 조립, 접합, 피복등은 충분히 검토 할 필요가 있다. 특히, 기둥 철골의 경사각도에 따라서는 보의 설치위치가 제약되기 때문에 주의를 요한다.



해설도 3.1.3 기둥 철골의 최소치수

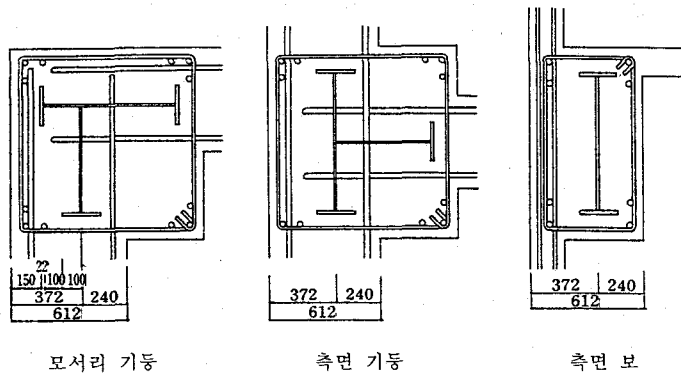


해설도 3.1.4 비대칭형 기둥단면 예



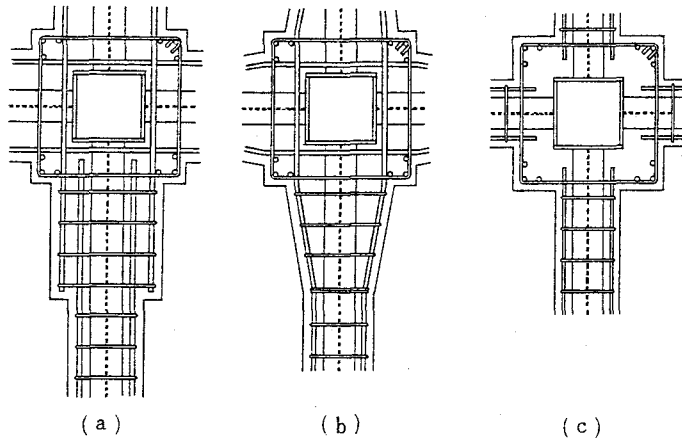
해설도 3.1.5 기둥단면의 조합 평면

해설도 3.1.5는 (a) (b) 모두 표준적인 기둥 단면을 조합 평면이다. (a)는 건물 외측 면에서 보를 세우고 기둥, 보의 측면을 동일면으로 하는 것으로 철골 측면을 외측으로 내민 경우이다. (b)는 기둥 중앙에 보가 붙어 있는 경우이다. (a)와 같이 기둥 외측에 보를 대는 경우 기둥의 철골 형상 및 배근의 마무리를 충분히 검토해서 설계할 필요가 있다. 또한 그 철골 배치에 따라 보의 폭이 결정되어 상당히 폭이 넓어지기 때문에 이것을 고려해서 설계해야 한다. (a)의 모서리 기둥 단면으로 부터 보의 최소 폭을 계산해 보면 해설도 3. 1. 6과 같이 된다. 모서리 기둥 철골 플랜지 면의 외측으로 부터의 피복두께를 주각 및 보 철근의 두께를 고려하여 150mm로 하고 플랜지 두께 22mm, 폭 200mm로 하면 보의 철골중심은 외측으로 부터 372mm가 되고 보의 최소폭은 612mm가 된다.



해설도 3.1.6 모서리 기둥과 측면 보의 형상

그림 3.1.2 (d)는 각형강관, 같은 그림 (e)는 강관의 경우를 각각 나타낸다. 모두 건물 상부구조가 철골조이고 하부구조가 SRC 구조인 건축물 구조에 많이 있는 단면 형상이다. 이 기둥 단면의 경우 기둥-보 접합부의 보 주근은 강관 외측으로 배근하도록 되어 있기 때문에 보 형상이 복잡하게 된다. 기둥 및 보의 배근 마무리 및 형상은 해설도 3.1.7에 나타나 있다. 해설도 3.1.7에 기둥철골이 각형 강관기둥인 경우 보 주근 마무리를 예시하였다. (a)는 보 주근을 각형강관의 외측을 직선으로 통과하고 보 단부에서 접침이음 하는 형식이다. 보 단부의 폭이 지나치게 커지게 되어 설비기둥의 배치에 영향을 미칠수 가 있기 때문에 충분히 검토해서 설계할 필요가 있다.



해설도 3.1.7 박스단면 기둥과 보 철근의 마무리

(b)는 보 단부에 수평 힌치를 설치하여 배근하는 형식이다. (c)는 보를 철골콘트리트 구조로 설계하는 것이고, 철근은 콘크리트 보강근으로 하여 최소철근 정도로 배근으로 한 것이다. 철근은 구조 주근이 아니므로 특별히 정착길이는 고려하지 않아도 좋다. 이와같이 기둥 철골에 각형강관을 사용하는 경우는 배근의 마무리가 복잡해지므로 충분히 검토해서 설계해야 한다.

(3) 스티럽 및 띠철근의 형상은 기본적으로 RC 구조에 사용하는 것에 준하고 있다. 단, 2. 3에서 열거되어 있듯이 SRC 구조의 특성을 고려하고 배근의 합리화를 피하기 위해 스티럽 및 띠철근의 형상은 부속재료 혹은 그 부속재료를 소성화 부분과 비소성화.부분으로 나누어 사용해도 좋아 각각의 경우로 구분하여 나타낸다. 그림 3. 1. 3은 소성화 부분의 스티럽 형상이다. (a)는 표준 형상으로서 사용되고 있는 135° 후크 폐쇄형이다. 조립은 가공된 스티럽을 비틀면서 보 철골을 감싸듯이 배근하기 때문에 보 철골 형상이 작아 스티럽은 D10으로 제한하는 것이 좋다. D13 이상이 되면 형상이 흐트러져서 정상적인 시공이 곤란해진다. 그림 중의 a_1 (철골 플랜지의 피복두께)는 스티럽 135° 후크 치수에 따라 정해지고 a_1 이 작으면 후크 정착부의 여장 선단이 철골 플랜지에 접촉하여 배근이 되지 않을 수 있으니 주의해야 한다. 또한 슬래브와 함께 콘트리트를 타설하는 보에서는 슬래브측에 한하여 그림 (b)에서 볼 수 있는 것처럼 한 끝을 90° 후크로 해도 좋다. (c)는 U형 스티럽과 캡타이와 한 쌍으로 구성되는 형상으로 콘트리트가 슬래브와 함께 타설되어 일체가 되는 경우에만 적용 된다. (a)와 같이 a_1 및 a_2 의 치수(주근과 철골 플랜지 선단의 틈)에 주의한다. 특히 a_1 이 150mm이하가 되면 스티럽 직경 또는 보 주근의 상하 위치관계에 따라서는 135° 후크 여장 선단이 철골 플랜지에 닿아 U형 스티럽의 말단부의 휨 각도가 부족하기 때문에 주의한다. (d)의 형상은 (c)와 같이 U형 스티럽이지만 스티럽의 말단부를 180° 후크로 하여 후크 선단을 철골 플랜지의 옆에 위치하도록 한 것이다. 이 경우는 구부러진 후크 각도의 부족을 염려 할 필요는 없으나, 보 폭이 커지는 경향이 결점이다. (e)는 플레어 용접, (f)는 기계적 이음에 의한 폐쇄형으로 특별한 문제는 없다.

그림 3.1.4는 비소성화 부분의 스티럽 형상이다. 2.3에 서술했듯이 스티럽 말단은 135° 후크 여장 6d로 규정되어 있다. 실험에 의하면 그 여장을 4d로 한 경우에도 항복 인력 이상의 인장력을 발휘하는 정착이 가능하여 이전에 전단내력에 대해서도 거의 차이는 없지만 여장을 짧게 하면 대변형시의 내력 저하에 영향을 보인다고 보고되고 있다. 이들 실험결과를 근거로 하여 단면은 보 배근 단면 형상의 확보 및 콘트리트 타설등의 시공성을 고려해서 비소성화 부분에서는 그림 3.1.3의 형상의 그림 3.1.4의 형상으로 설계 시공해도 좋다. (a), (b), (e)에서 보여지듯이 135° 후크 여장은 4d 이상에다 50mm 이상이 좋다. 또한 (c), (d)는 90° 후크 여장 8d 이상으로 한다. 그림 3.1.5는 소성화 부분의 띠철근형상이다. (a)는 RC 구조의 폐쇄형 띠철근과 같아 특별히 문제는 없다. 후크 부분은 기둥 단면의 모서리를 순번으로 돌게끔 배근하는 것은 RC 구조와 같은 것이다. (b), (c)는 기계적 이음에 의한 폐쇄형 및 용접 폐쇄형 (d)는 스파이럴을 사용한 예로 용접시공 조건 또는 나선근의 꼬임등에 주의해서 시공할 필요가 있다. 그림 3.1.6은 비소성화 부분의 띠철근형상이다. 보의 경우와 마찬가지로 당면은 실험결과를 근거로 해서 비 소성화 부분의 띠철근 형상은 그림 3.1.5의 형상외에 그림 3.1.6의 형상처럼 배근을 완화해서 배근의 확실성에 중점을 두어 설계해도 좋다. (a)는 135° 후크 폐쇄형과 같은 형상이지만 한쪽의 후크를 90° 후크 여장 8d 이상으로 하면 좋다. 후크 부분은 마찬가지로 기둥 단면의 모서리를 차례로 회전하게끔 배치한다. (b)는 2본의 L형근을 한 조로 하여 그림과 같이 135° 후크 여장 6d 이상, 한쪽은 90° 후크 여장 8d 이상에서 배근해도 좋다. 이 경우에서도 후크 부분은 기둥의 모서리에서 교대로 배치한다.

3.2 기둥-보 접합부

(1) 철골

a. 기본 형상

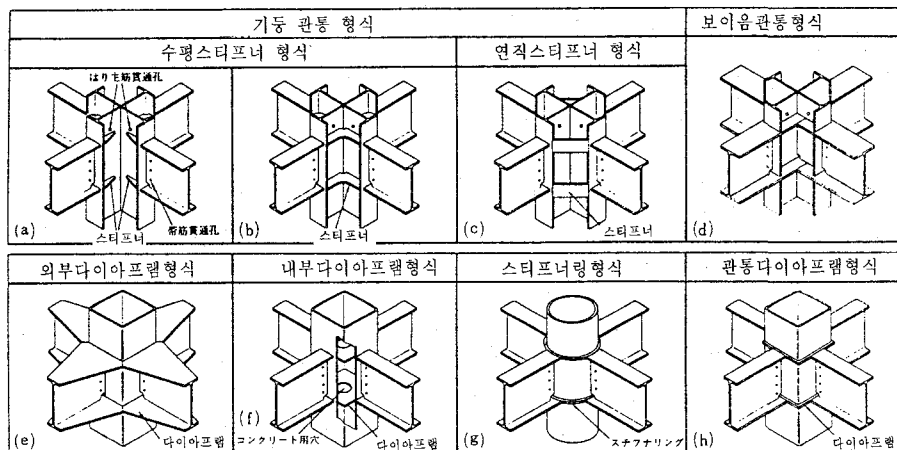


그림 3.2.1 기둥-보 접합부 철골 부분의 기본적인 형상

b. 철근 관통구멍의 직경

표 3.2.1 철근 관통구멍의 직경 (단위: mm)

호칭명	D 10	D 13	D 16	D 19	D 22	D 25	D 29	D 32
관통구멍	21	24	28	31	35	38	43	46

c. 철근 관통구멍의 위치

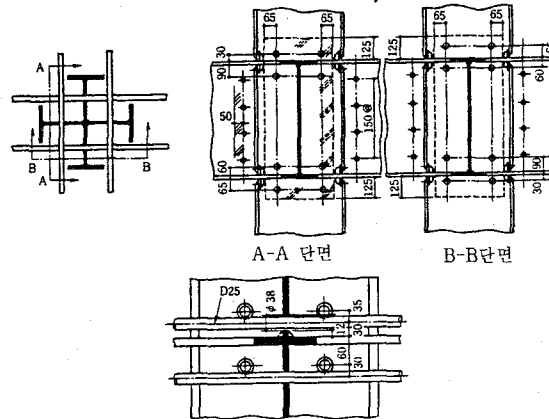


그림 3.2.2 철근 관통구멍의 위치(참고 예)

d. 다이어프램에 설치한 공기구멍의 예

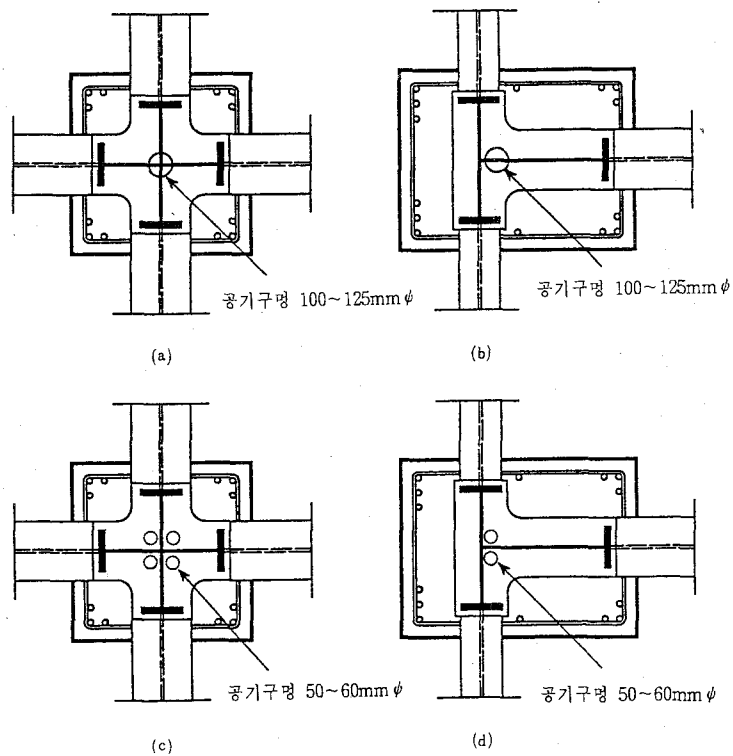
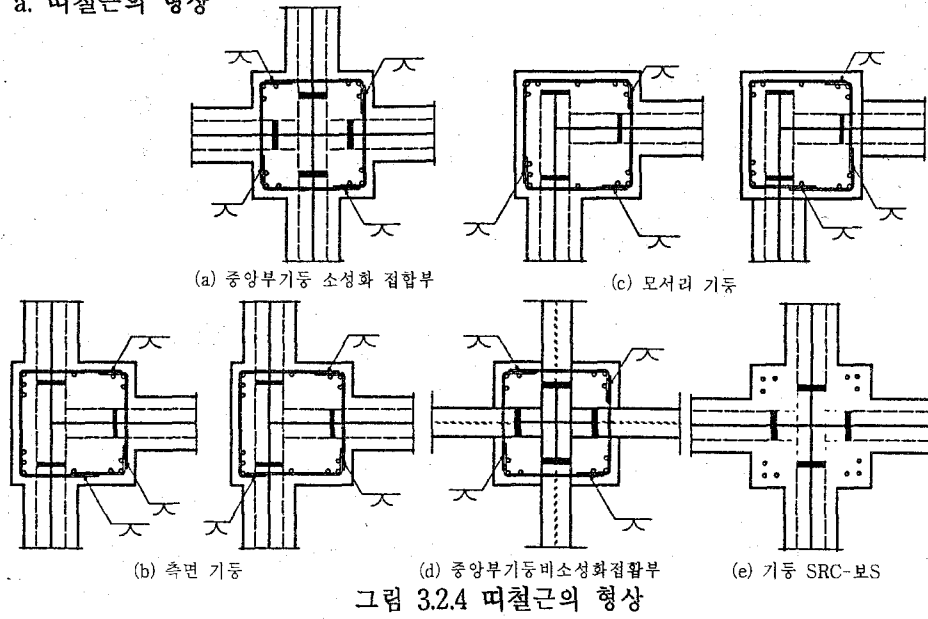


그림 3.2.3 다이어프램에 설치한 공기구멍의 예

(2) 배근

a. 띠철근의 형상



b. 보 주근의 정착

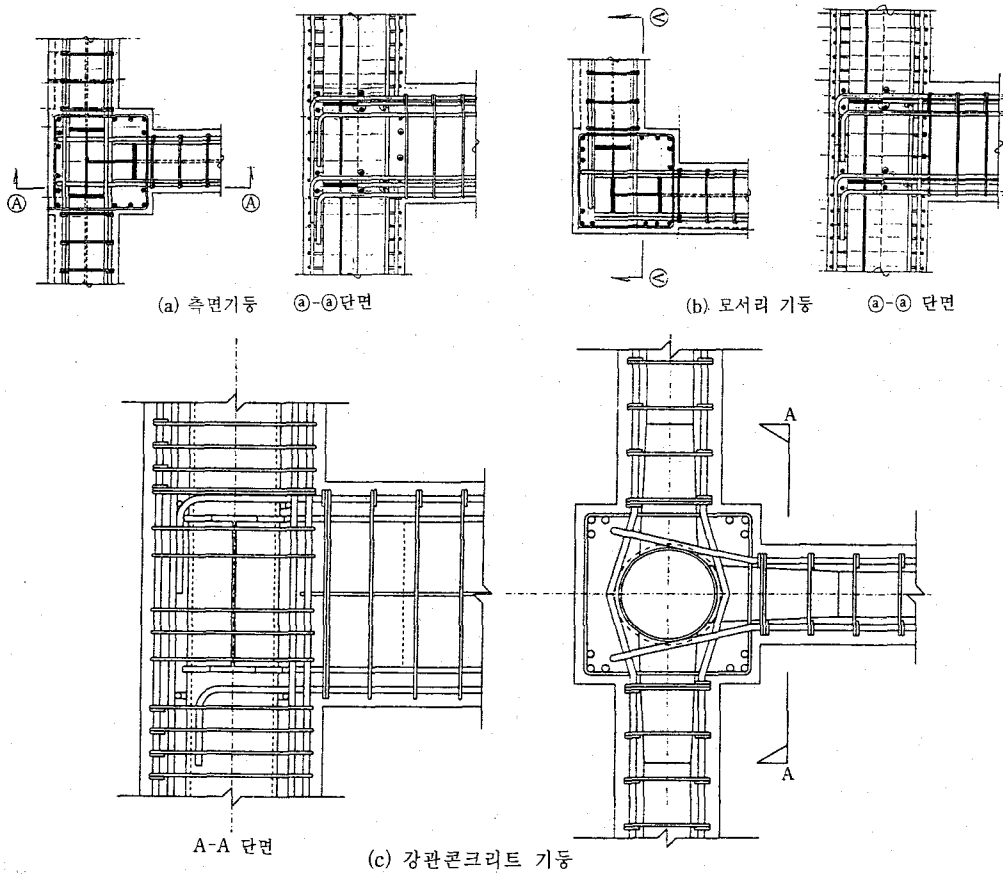


그림 3.2.5 보 주근의 정착

c. 기둥 상단 주근의 정착

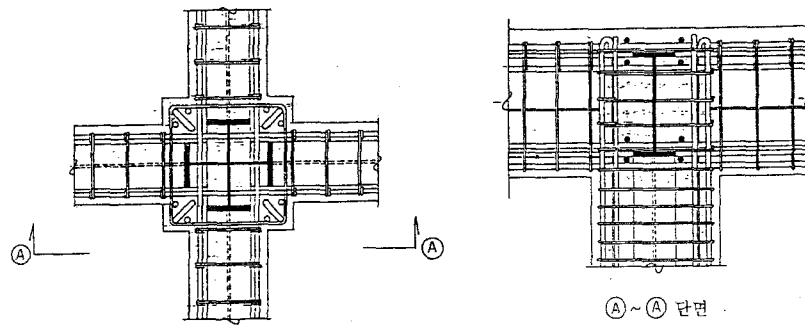
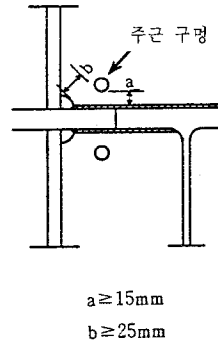


그림 3.2.6 기둥 상단 주근의 정착

(1) 그림 3. 2. 1 (a)~(d)에 일반적인 SRC구조의 기둥-보 접합부인 철골 부분의 기본 형상을 나타낸다. 설계시에는 응력전달 메카니즘이 명쾌하고 보와 기둥 사이의 응력의 교환이 무리없이 행해지는 점, 응력집중 및 국부변형이 생기지 않는 점, 배근이 무리없이 행해지는 점, 콘크리트 타설이 용이하고 충전성이 양호한 점, 철골의 용접 공작이 용이한 점 등을 고려해야 한다. 콘크리트의 충전성과 응력전달 메카니즘의 명쾌함과는 이율 배반의 관계에 있고, 그림 3. 2. 1의 (b)와 (d)는 응력의 흐름은 명쾌하지만 콘크리트의 충전성은 나쁘다. 게다가 기둥 SRC 보 S로 이루어지는 골조의 철골 접합부에도 (a)~(d)에 나타난 형식이 사용되고 있다. 그림 3. 2. 1 (e)~(h)에는 강관콘크리트 구조의 기둥-보 접합부를 나타낸다. 표 3. 2. 1에는 철골에 설치하는 철근 관통구멍의 구멍 지름의 표준을 나타낸다. 관통구멍은 보, 철근 1본당 한 위치로 하고 2본이상의 철근을 통과하는 관통구멍을 설치하는 것은 피하도록 한다. 구멍의 천공은 공장가공하는 것을 원칙으로 하고 현장에서의 가공은 하지 않는다. 기둥-보 접합부의 배근에서는 철골에 관통구멍을 설치할 경우 철골 단면을 결손하고 내력에 영향을 주게 된다. 따라서 원칙으로서, 1) 기둥-보의 철골 플랜지에 철근 관통구멍은 만들지 않도록 한다. 2) 각형강관, 원형강관등으로 할 수 없이 설치하는 경우에는 관통구멍의 지름은 철근 최외경+(10~15mm)정도로 하고 주근 1본에 1개로 한다. 그림 3.2.2는 보 주근 접합부 띠철근의 철근 구멍위치의 예(철골 피복두께 125mm 보, 기둥은 D25)를 나타낸다. 현 상태에서는 철근 관통구멍 위치에 대한 특별규정이 없고 구멍위치의 결정법 및 위치결정의 기준정도가 다르다. 구멍위치의 기본으로서는 철근의 관통구멍이 용접비드, 스칼롭과 간섭하게 되는 일이 있어서는 안된다. 철근 관통구멍의 선단은 해설도 3.2.1에서 보여지듯이 용접 비드부나 스칼롭 선단에서 부터 각각 15mm, 25mm 이상 떨어지는 것을 원칙으로 한다. 커버플레이트 등에 의한 단면결손의 보강은 기둥-보 플랜지에 접근한 위치에서의 용접이 되기 때문에 건전한 용접을 기대할 수 없다. 반드시 플랜지나 스칼롭 부근에 구멍을 뚫을 필요가 있는 경우는 웨브판 두께를 두껍게 하는 등의 대응이 필요하다.

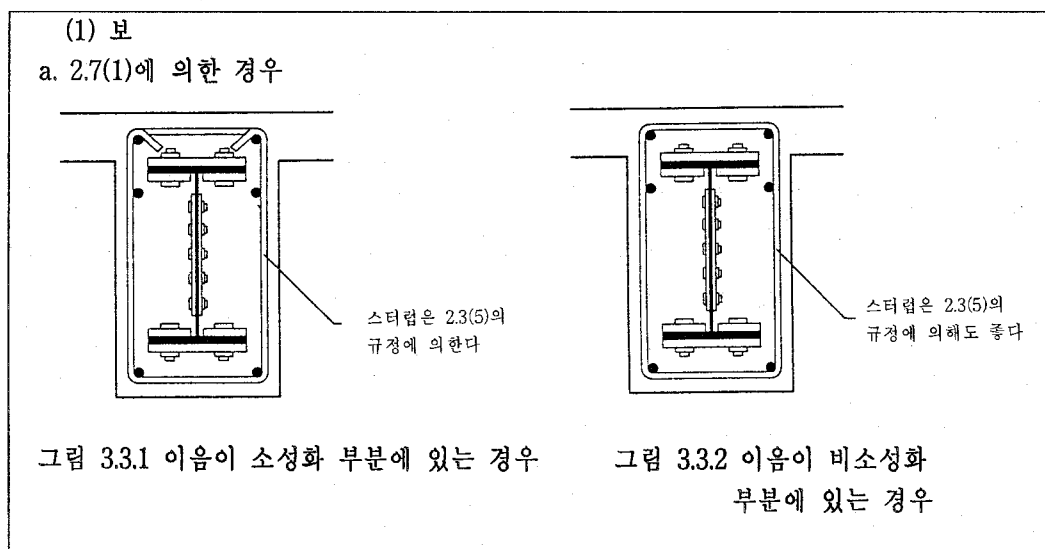


해설도 3.2.1 철근 관통구멍의 연단거리

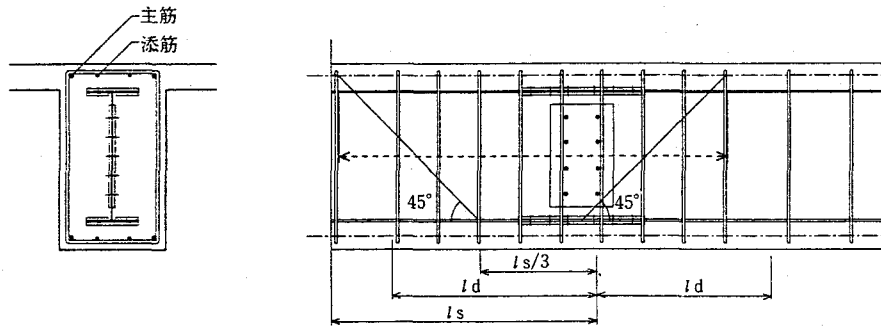
그림 3.2.3에는 보 플랜지 관통방식으로 플랜지 폭이 커지는 경우에 만드는 공기 구멍을 나타낸다. 공기구멍의 크기는 구멍을 분산시킬 경우에는 50~60mm, 모아서 뚫을 경우에는 100~125mm 정도이다. 기둥 관통형식으로 수평스티프너가 있는 경우에는 스칼랩이 공기구멍의 역할을 다한다고 생각해도 좋다.

(2) 그림 3.2.4에는 띠철근의 형상이 나타난다. (a)는 중간 기둥인 경우로 4개로 나눈 띠철근이 사용된다. 띠철근은 한쪽편 플레어 용접으로 일체화 되고 그 용접 유효 길이를 10d (d는 띠철근 지름)로 하는 경우가 많다. (d)는 중간 기둥의 십자형 비소성화 접합부로 띠철근을 생략한 경우다. 최종 내력시에 기둥-보 접합부가 소성화하는지, 하지 않는지의 판정은 (2.6.1)의 식으로 한다. (b)는 측면기둥 (c)는 모서리기둥의 경우에서도 함께 3개의 띠철근이 사용된다. (e)는 기둥 SRC, 보 S의 경우이다. 그림 3.2.5에 보 주근 정착의 예를 나타낸다. (a)는 측면기둥 (b)는 모서리 기둥의 경우이다. 양쪽 모두 인장력을 받는 것은 기둥 단면의 중심선을 넘는 곳까지 늘여서 구부리는 것을 원칙으로 한다. (c)는 피복충전형 강관콘크리트 구조인 경우의 정착 예이다. 그림 3.2.6에 기둥 상부 주근 정착의 예를 나타낸다. 모서리 부분의 철근은 폭크를 둔다.

3. 3 철골이음 주위의 배근



b. 이음 휨내력 부족을 철근에 의해 보강한 경우

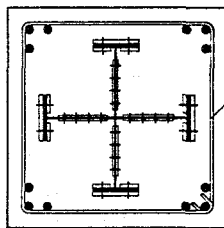


- 보강근은 기둥-보 접합부에 삽입 안된다.
- 길이는 필요 정착길이를 한다. 정착길이가 부족한 경우는 보강근의 허용응력도를 저감한다.
- 보내에서 휨이 가능한 구부림 정착이 좋다.

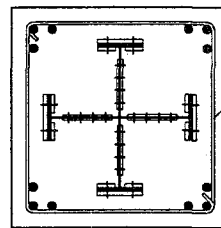
그림 3.3.3 보강근과 응력전달용 스티럽의 배근 예

(2) 기둥

a. 2.7(1)에 의한 경우



띠철근은 2.3(5)의
규정에 의한다



띠철근은 2.3(7)
의 규정에 의해도 좋다

그림 3.3.4 이음이 소성화 부분에
있는 경우

그림 3.3.5 이음이 비소성화 부분에
있는 경우

b. 이음 전단내력의 부족을 콘크리트 철근에 의해 보강한 경우

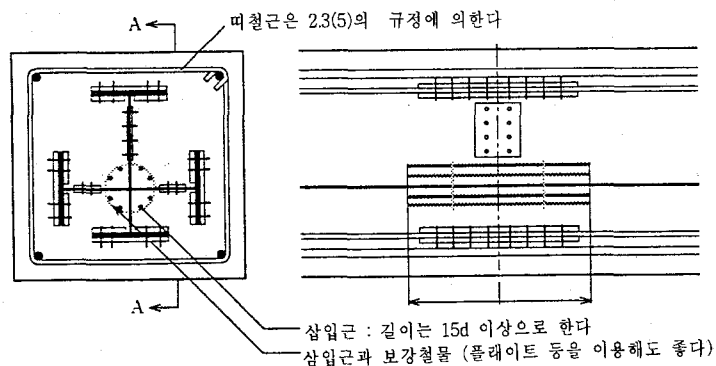
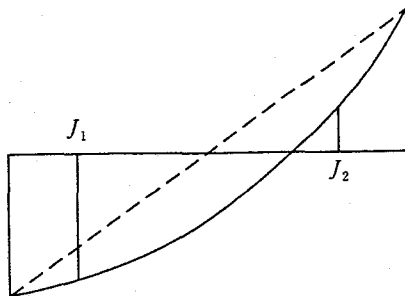
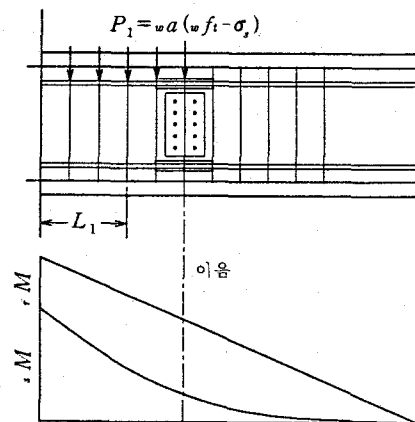


그림 3.3.6 삽입근에 의한 보강 예

(1) SRC 보 철골의 이음은 일반적으로 전강(全強) 또는 제일종 보유내력 접합으로 접합되는데, 이 경우 이음 주위의 배근은 보 일반부와 동등하여 이것을 그림 3.3.1에 나타낸다. 스티럽 형상은 이음이 소성화 부분에 있는 경우는 2.3 (6)의 규정에 따른다. 비소성화 부분에 있는 경우는 2.5 (6)의 완화규정에 따르는 것이 가능하여 그림 3.3.2가 그 예이다. 이음이 소성화 부분으로 들어간 것은 그 위치가 기둥-보 접합부에 매우 가까운 경우 또는 해설도 3.3.1과 같이 긴 스패시의 연직 하중시의 휨 모멘트의 영향이 큰 경우인 J_1 이다. 철골보 이음은 웨브 플랜지와 함께 스플라이스 플레이트를 양면에서 부터 맞추어 고력볼트로 접합하는 것이 보통이기 때문에 용접 폐쇄형 스티럽등을 사용하면 피복두께가 작아도 구부림 각도 등의 문제는 해결 되는데 혹크 구부림 각도 135° 여장 6d를 채용하는 한 철골 모재 상면의 피복두께는 이음 플레이트의 두께가 첨가되어 150mm 으로는 부족하게 되어 단면 효율이 나쁘게 되므로 혹크 선단이 볼트에 부딪치지 않도록 스티럽의 위치를 조정하는등 시공상의 번잡함이 늘어난다. 따라서 가능한 한 이음의 위치를 기둥-보 접합부로부터 떨어뜨려 소성화부분으로 들어가지 않도록 하고 2.3 (6)의 완화규정을 활용하는 것이 좋다. SRC 보의 철골은 폭이 좁은 것이 많다. 볼트 구멍에 의한 단면 결손이 너무 커지고 이음부에서 파단의 염려가 생긴다. 또한 어떠한 사정으로 패스너가 충분히 설치되지 않은 경우도 있을 수 있다. 이 경우는 2.7 (3)의 규정에 따라 이음부 부근 RC 부분에 철근을 첨가함에 따라 보강할 수 있다. 그림 3.3.3은 그런 경우의 배근 예이다. 보강용 주근 철근량은 2.7 해설의 사고 방식에 따라 산정한다. 철근은 기둥-보 접합부에 정착하지 않고 그 앞에서 멈추도록 한다. 철근의 소요 길이는 그 정착력이 항복강도를 상회하게끔 정하는 것이 좋고, 보내에서 구부림이 가능하다면 구부려서 정착길이를 확보한다. 정착길이를 확보할 수 없을 때는 그 길이와 소요 정착길이와의 비만큼 허용인장응력도를 저감하여 철근량을 산정한다. RC 부분에서 부터 철골까지의 응력의 전달은 스티럽이나 스티드 코넥터에 의한다. 그림 3.3.3에서는 스티럽에 의한 방법을 나타낸다. RC 부분의 스티럽이 충분히 있고 전단보강용으로서 여유가 있는 경우는 (3.3.1)식 해설도 3.3.2와 같이 그 여유분을 응력전달용으로 사용할 수 있다.



해설도 3.3.1 철골이음 위치의 휨모멘트



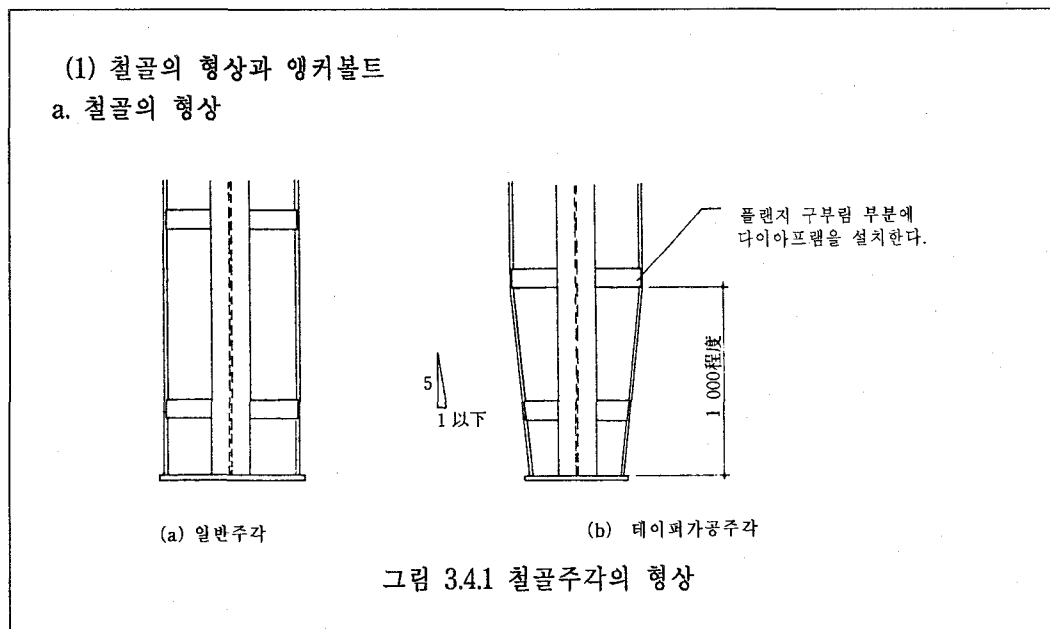
해설도 3.3.2 브라켓 부분의 스티럽에 의한 휨모멘트의 전달

$$M_t = \sum_{i=1}^n \omega a \cdot \Delta \omega f_t \cdot l_i \quad (3.3.1)$$

단, M_t : RC 부분 전단보강용 스테럽의 여유분으로 철골로 전달할 수 있는 휨모멘트, ωa : 한 조의 스테럽 단면적, $\Delta \omega f_t$: 스테럽의 허용인장응력도 여유분($\omega f_t - \sigma_s$, σ_s : 전단보강에 의해 생기는 스테럽의 인장응력도), l_i : i 번째 스테럽 위치에서 보 단부까지의 거리, n : 이음부에서 보 단부까지의 스테럽의 수. 이 경우의 스테럽은 이음이 비소성화 부분에 있어도 응력의 전달을 확실히 하기 위하여 폐쇄형으로 한다.

(2) 기둥에서 중간하중이 없고, 이음도 주각에서 1m정도의 위치에서 만들어 지는 것이 보통이므로 이음위치가 소성화 부분으로 들어오는 경우는 거의 없다. 전단파괴하는 기둥을 제외하고 그림 3.3.4와 같은 폐쇄형 띠철근을 사용하는 것 보다 그림 3.3.5와 같이 완화규정을 활용한 띠철근을 사용하는 것이 시공성 향상에 효과가 있다. 그림에서 2.3(6)의 완화규정을 따른 L형 띠철근의 예를 나타낸다. L형 띠철근은 폭크 선단이 주근 사이에 들어 오기만 하면 135° 폭크쪽을 주근에 걸어 90° 회전시키는 것 만으로도 충분하기 때문에 배근 시공도 간단하여 이음 주위만이 아니라, 비소성화 기둥에는 크게 사용되어도 좋다고 여겨진다. 그림 3.3.6은 2.7.(2)의 규정에 따라 기둥 철골이음의 전단내력 부족분을 철골 플랜지에 둘러싸인 콘크리트에 부담 시킨 경우의 배근의 예이다. 그 전단내력은 (2.7.1)식에 의해 계산한다. 무보강으로 내력이 부족할 경우에는 철골 플랜지에 둘러 싸인 부분에 철근(삽입근)을 삽입하여 보강한다. 삽입근에는 항복점의 20% 정도의 응력이 발생할 뿐이고, 일반 철근의 정착길이의 1/3~1/2 정도로 좋다고 여겨지므로 15d로 한다. 삽입근의 고정은 같은 그림과 같이 고정용 철물을 철골에 용접하여 이것에 붙이던가 밴드 플레이트로 걸치는 등 적절하게 행한다.

3. 4 주 각



b. 베이스 플레이트

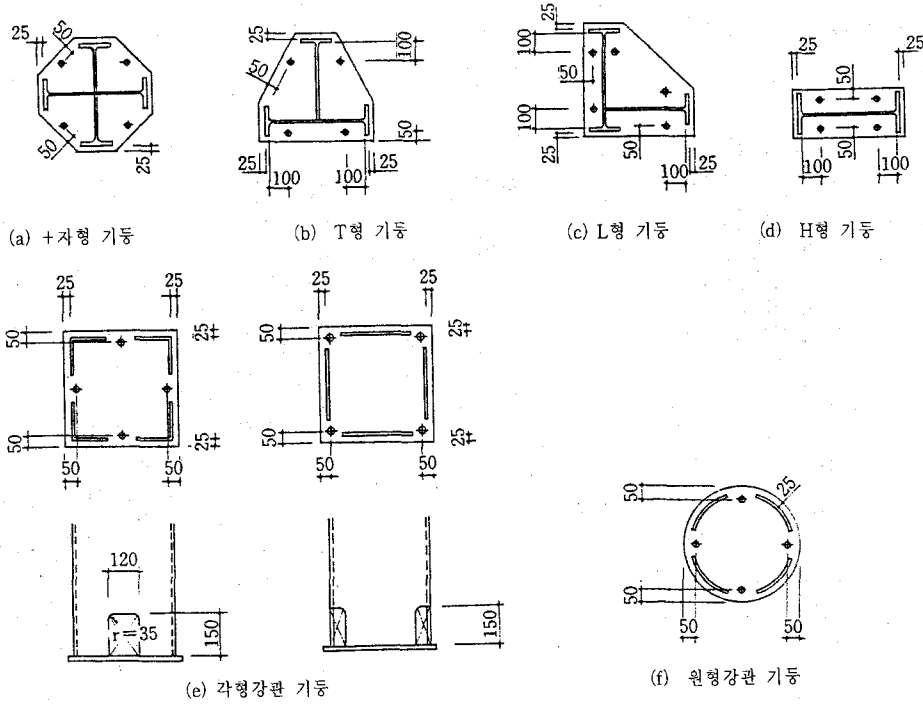


그림 3.4.2 베이스 플레이트의 형상

c. 앵커볼트

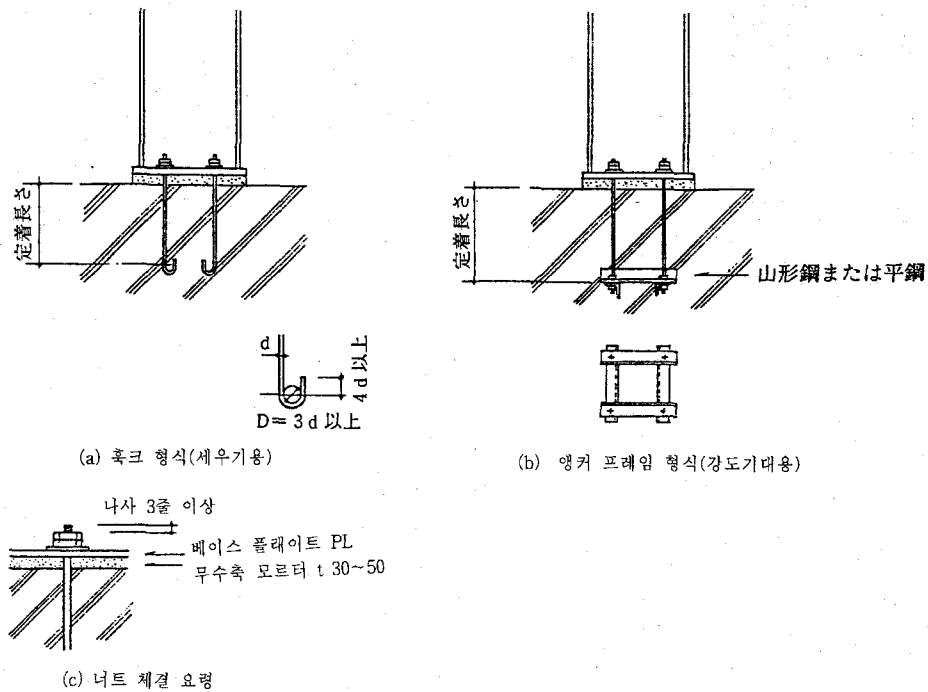
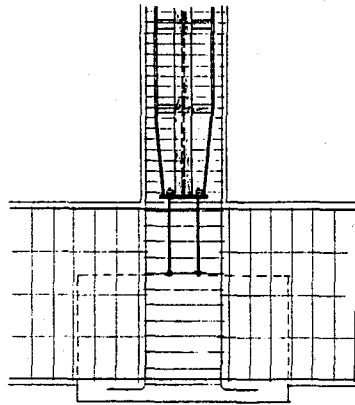


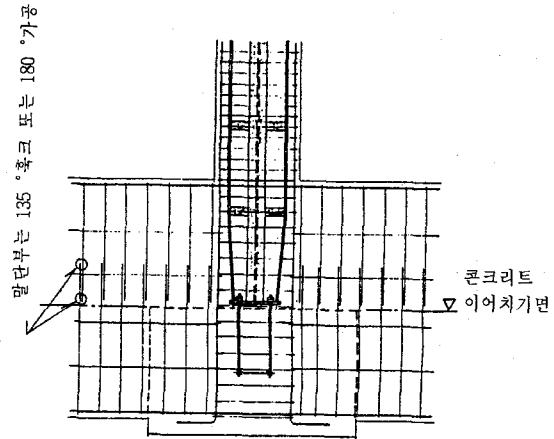
그림 3.4.3 앵커볼트의 정착

(2) 배근

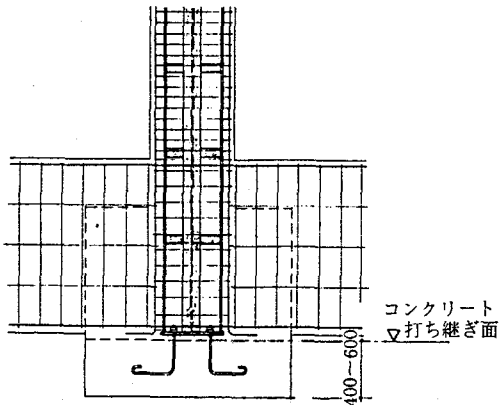
a. 철골 주각의 설치위치



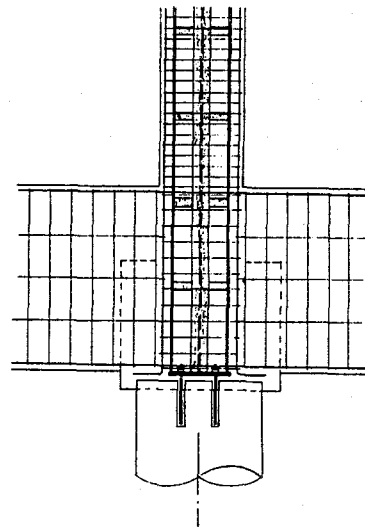
(기초보 상단 설치형)
(a) 비매립형 주각



(기초보 상단설치)
(b) 매립형 주각



(기초부 설치형)
(c) 비매립형 주각



(현장타설콘크리트광뚝머리 설치형)
(d) 매립형 주각

그림 3.4.4 철골 주각의 설치위치

b. 주근 이음위치

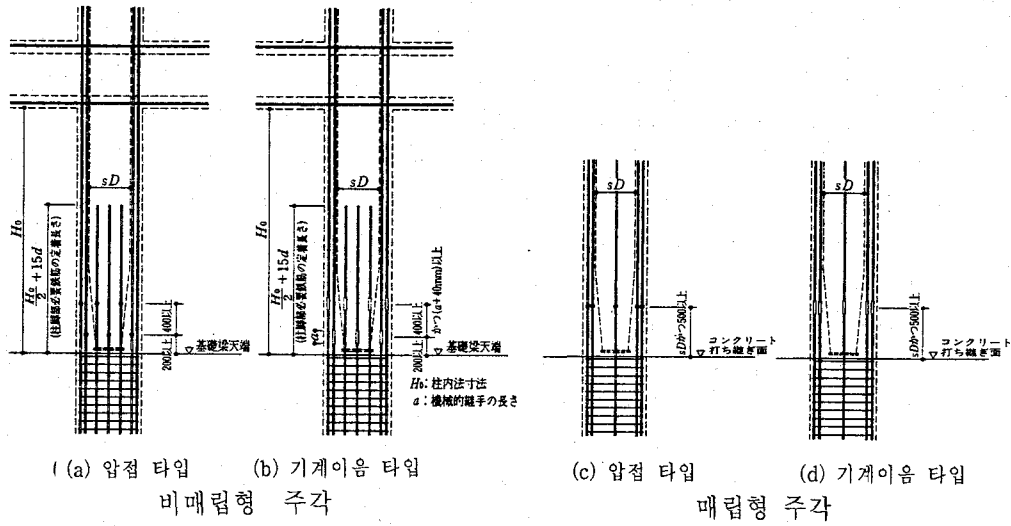


그림 3.45 주각부의 주근 이음위치

c. 측면 기둥과 모서리 기둥의 배근

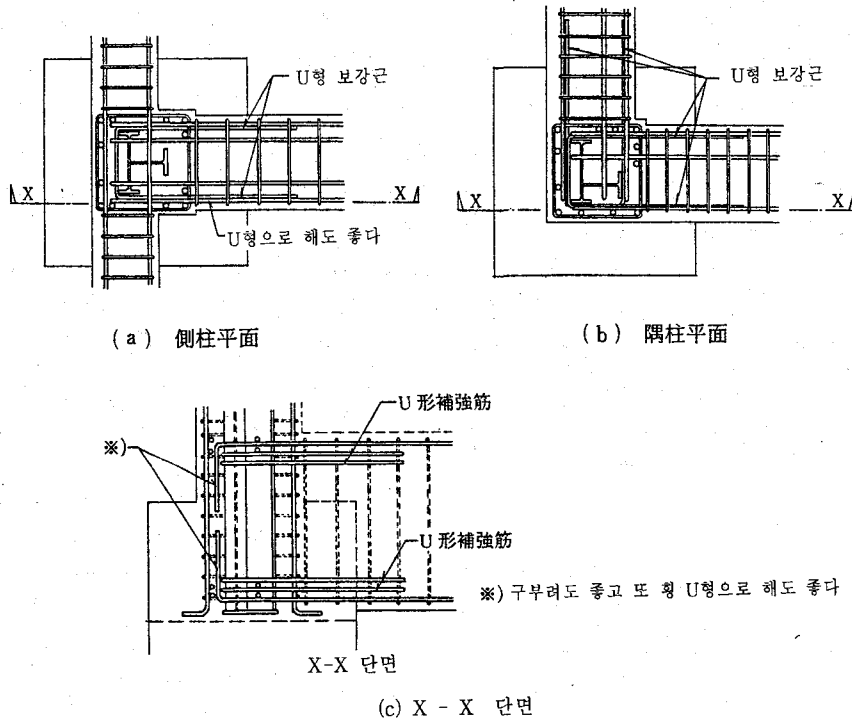


그림 3.46 측면 기둥과 모서리 기둥의 배근

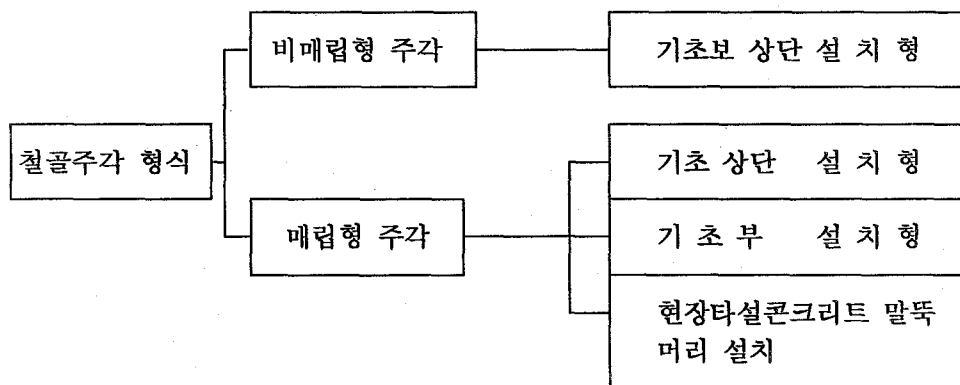
(1) 철골 주각부는 주근의 배치와 베이스 플레이트 형상을 검토하여 밀실한 콘크리트 타설이나 안전한 철골 세우기가 가능하도록 계획한다. 그림 3.4.1에 주각부의 철골 형상을 표시하였는데 철골 세우기의 시공성이나 기둥과 보의 주근 배근의 시공성을 충분히 검토할 필요가 있다. 철골 세우기가 주각부의 주근등으로 지장을 받는 경우는 철골의 주각을 테이퍼 가공을 해서 세우기를 하기 쉽도록 하고, 플랜지 플레이트의 구부림에는 다이아프램을 설치한다. 베이스 플레이트 형상과 앵커볼트 배치의 표준적인 마무리를 그림 3.4.2에 나타낸다. 또한 베이스 플레이트의 앵커볼트 구멍의 지름은 볼트의 공칭지름에 5mm를 더한 크기를 표준으로 한다. 특히 중요한 주각이나 철골 제작공정에 여유가 있는 경우는 기초부의 시공정도가 떨어지는 것을 고려해서 콘크리트 타설뒤에 앵커볼트의 위치를 다시 측정하여 베이스 플레이트에 구멍을 내고 철골 세우기의 정밀도를 높인다.

앵커볼트의 정착방법은 그림 3.4.3과 같은 혹크 형식과 앵커 프레임 형식이 일반적으로 채용되고 있다. 공사중 철골 세우기의 유지를 목적으로 하는 것은 간단히 혹크 형식으로 하여 볼트 하부에 경사근을 흐르도록 해서 결속선으로 고정하는 멈추는 정도로 좋지만, 구조상 강도를 기대하는 중요한 볼트는 완전히 고정시켜 채우도록 앵커 프레임을 만들어 확실하게 고정되도록 한다. 어느 형식의 경우에서도 앵커볼트가 콘크리트 타설중에 이동하지 않게 한다. 특수 예로서 콘크리트 타설을 선행하고 그 후 소정의 콘크리트 강도를 확인해서 나중에 박은 앵커를 사용해서 앵커볼트를 설치하는 경우도 있는데 앵커볼트의 사용 목적에 따라 필요한 검토를 한다.

베이스 플레이트 하부는 구조적으로 중요한 부분이기 때문에 콘크리트 레이턴스등을 없애고 유동성이 좋은 무수축 모르터를 압입한다..

(2) SRC 구조의 철골주각 마무리는 철골기둥의 부담 용력을 RC 부재로 전달하는 방법으로서 해설도 3.4.1과 같이 비매립형 주각과 매립형 주각의 두가지 형식으로 나누어 진다. 특히 주각부는 큰 용력이 존재하기 때문에 그 용력의 전달방법을 명확하게 해서 설계하지 않으면 배근이 매우 번잡해지고 시공에 곤란이 생겨서 주각부에 용력이 확실한 전달이나 밀실한 콘크리트를 타설하는 것이 불가능하게 된다.

철골주각의 설치방법은 철골 주각부를 어느 위치의 RC 부재에 설치하는가에 따라 4가지 형식으로 나누어 진다. 그 주각부의 배근은 철골 주각부의 설치위치에 따라 크게 달라지고, 또한 철골가공이나 배근공사의 공정에 영향을 미치기 때문에 건물의 규모나 골조의 용력상태에 따라 충분한 검토를 하여 설정한다.



해설도 3.4.1 철골주각의 형식

비매립형 주각과 매립형 주각에 대해 4가지의 형식의 철골주각 설치위의 철골의 마무리를 그림 3.3.4에 표시하였는데 매립 경우에 있어서도 기둥의 주근과 철골 기둥이 기초보의 각 방향의 주근과 지장없이 작업하도록 충분한 검토가 필요하다. 이하 각 형식의 특징을 서술한다.

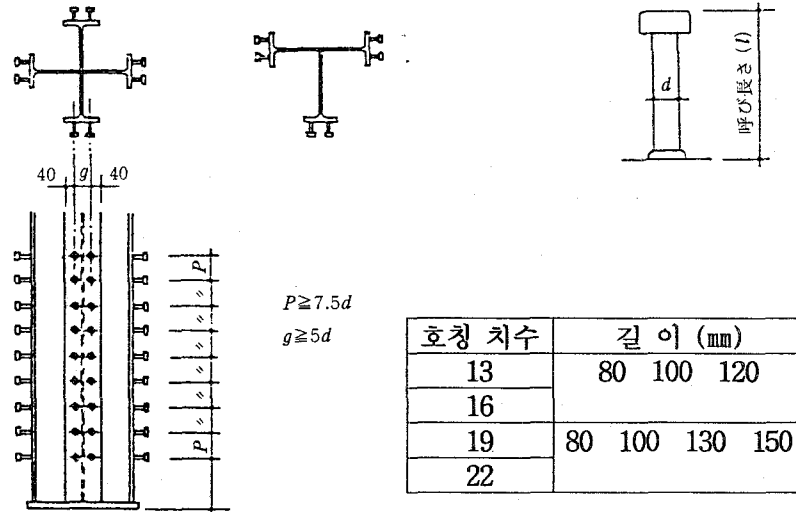
(a) 기초보 상단 설치형은 비매립형 주각의 일반적인 마무리로, 철골 세우기를 기초보의 구체 완료후에 한다. 철골공사의 시공성은 좋지만 일반적으로 주각부의 용력이 크기 때문에 기둥의 주근 본수가 많아져 배근의 정밀도가 요구된다. 또한 철골 세우기시에 있어서 앵커볼트의 체결이 기둥의 주근에 지장을 주어 곤란한 경우가 많아서 주의를 요구한다.

(b) 기초 상단 설치형은 철골세우기를 기둥이나 기초 구체 완료후에 행하는 방식으로 주각부가 SRC 구조로 되기 때문에 주각의 주근 본수가 적어지는 이점이 있다. 철골의 매립은 기초 상단의 높이의 조정에 의해 계산상 필요 최소한의 정착길이를 선택할 수 있으므로 강제비가 경제적으로 된다. 단, 기초보의 중간부분 근처에서 콘크리트가 이어지기 때문에 배근 및 콘크리트의 타설 공정이 복잡해진다.

(c) 기초부 설치형은 철골 세우기를 기둥이나 기초보의 배근을 행하기 전에 철골 세우기용 기초부터 행해지기 때문에 세우기 시에는 기초의 보강철근의 설치 이외에 지장이 생기는 철근이 없어서 철골공사의 작업성이 좋다. 단, 기둥의 철골과 기초보의 주근이 일반적으로 모두 같은 듯한 마무리가 되기 때문에 기초보의 철근 본수나 위치에 제약을 받는다. 철골 세우기시에는 지중보가 없고 기초만이 고립해 있기 때문에 세우기시의 지점 반력에 대한 기초의 안전을 검토한다. 또한, 기초 콘크리트를 두번 치게 되므로 필요에 따라 이어치기면에 보강근을 세우고 콘크리트의 이어치기면은 레이턴스 등을 없애고 성의껏 타설한다.

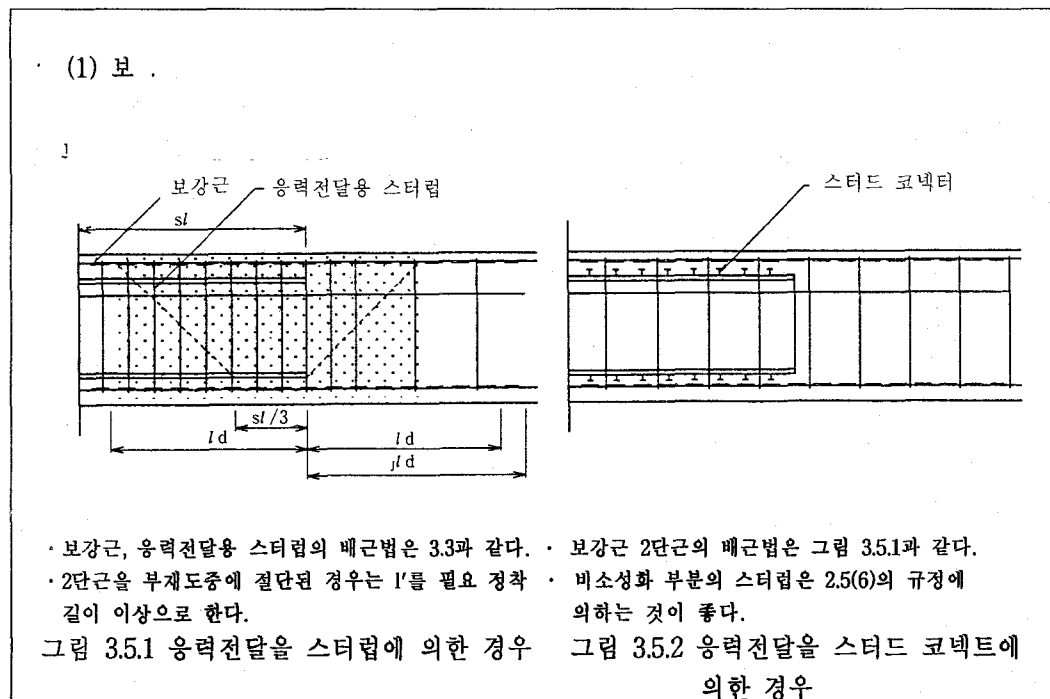
(d) 현장타설콘크리트 말뚝 머리 설치형은 말뚝의 콘크리트를 타설후 소정의 강도를 확인한 후 말뚝머리의 여분 부분을 평평하게 깎아내고 말뚝머리에서 직접 철골 세우기를 행하는 형식으로 앵커볼트는 말뚝박기 공사시에는 위치 결정이 불가능하기 때문에 나중에 박는 앵커가 된다. 공사비는 (c)보다는 경제적이지만 철골 세우기시까지는 구체 공사량이 적기 때문에 철골 제작 공정이 빨리 필요하다. 철골 세우기시에 있어서 그림 3.3.4 (a), (b)는 기둥 주근이 선행해서 배근되므로 철골기둥의 조립 및 베이스 플레이트의 설치가 필요한 경우가 많다. 시공의 형편상 주각부의 주근을 큰 각도로 구부려서 철골 세우기를 행하면 이 철근은 완전하게 직선으로 되돌리기는 불가능하다. 이와 같은 일은 주각부에 문제가 생기므로 시공해서는 안된다. 어쩔수 없이 주근을 구부릴 경우에는 완만하게 구부리는 것이 원칙이며 가스로 가열하여 원래의 위치로 구부려서 돌려 놓는 일은 절대로 해서는 안된다. 기둥 주근의 이음위치를 낮게 해서 세우기의 작업성을 좋게 할 경우는 그림 3.4.5를 참고로 한다. 주각부는 특히 큰 용력을 부담하기 때문에 밀실한 콘크리트를 타설해서 그 용력이 확실하게 전달되도록 충분히 고려해서 배근의 이음위치를 정한다. 주근의 이음위치는 콘크리트 이어치기면에서 내장하는 철골기둥의 높이 이상, 또한 500mm 이상의 높이에서 전수이음으로 하면 좋은데, 특히 비매립형 주각은 주근이 뺄뺄하므로 콘크리트 충전성을 고려해서 이음은 행하지 않도록 한다. 더우기 기초보는 콘크리트 타설에 의해 기둥 주근에 콘크리트 페이스트가 부착되기 때문에 콘크리트 타설전에 철근의 양생이 필요하다.

매립형 주각의 중간기둥은 소정의 매립길이가 확보되어 있으면 상호 연속하는 지중 보에서 철골 측면의 지압력으로 저항하는 것을 기대할 수 있다. 측면 기둥과 모서리 기둥은 매립부의 콘크리트가 지압력에 의해 파열하지 않도록 그림 3.4.6에 표시한 것과 같은 요령으로 계산상 필요한 철근을 배치한다. 또한 인발력이 생기는 기둥은 필요에 따라 철골기둥에 스티드 코넥트등을 배치한다.



해설도 3.4.2 스티드 코넥트의 배치

3. 5 SRC · RC의 교체부



(2) 기둥

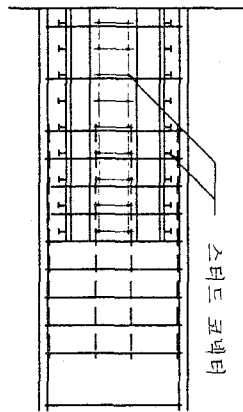


그림 3.5.3 응력전달을 띠철근에 의한 경우

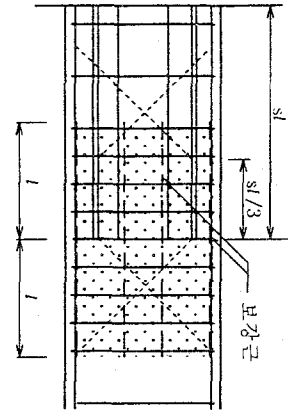
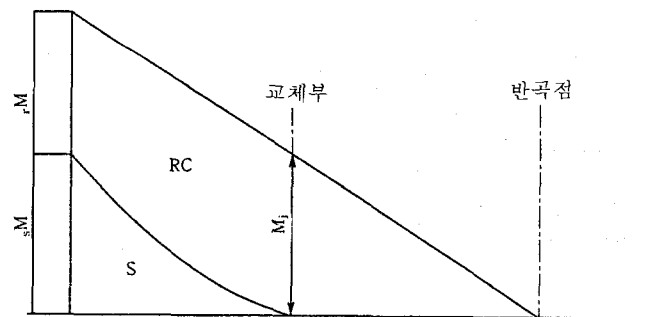


그림 3.5.4 응력전달을 스티드 코넥터에 의한 경우

SRC-RC의 교체부는 교체부 RC 단면에 소성힌지가 생기지 않는 설계가 이루어진 경우는 특별히 배근상의 문제는 없어 일반 RC 보로 다루면 된다. 보 단부, 주각의 SRC 단면에서 소성힌지가 생기게 하는 사고로 설계된 경우는 교체부에서의 보강과 철골로의 응력전달을 생각해야 한다.

해설도 3.5.1은 보의 휨모멘트를 RC부분에서 철골로의 이동을 표시한 것이다. 휨모멘트 M_j 가 양단 RC부분의 휨내력 M 의 $1/1.1$ 이하인 경우에는 보강근에 의한 보강은 필요없다. 단, 2단근을 보의 중간에서 절단하는 경우는 교체부에서 소요 정착길이 이상으로 늘이는 것이 필요하다. M_j 가 M 의 $1/1.1$ 이상인 경우는 보강근에 의해 보강한다. 보강량의 산정은 이음과 마찬가지로 $1.1 M_j$ 의 휨모멘트에 대해서 주근량을 산정하고 부족분을 보강근으로 보충한다. 철근의 정착방법은 이음의 경우와 같고 기둥-보 접합부까지 삽입하지는 않는다. 보강근의 유무에 관계없이 응력의 철골로의 전달에 대한 배려는 필요하다. 3.3과 같은 사고방식으로 배근하는데, 이음의 경우보다 전달해야 하는 휨모멘트가 크기 때문에 스티럽과 스티드 코넥터의 양이 많아져서 경



해설도 3.5.1 보 휨모멘트의 RC 부분에서 철골로의 이동

위에 따라서는 양자를 병용해야 한다. 기둥에서도 같은 생각으로 배근하는데 가능한 한 교체부를 반곡점 부근에 설치하고 휨모멘트를 작게 해서 보강근에 의한 보강이 필요없도록 하는 것이 구조적으로 합리적이고 시공상도 간결하다고 생각된다.

3. 6 보 관통구멍

(1) 관통구멍의 위치

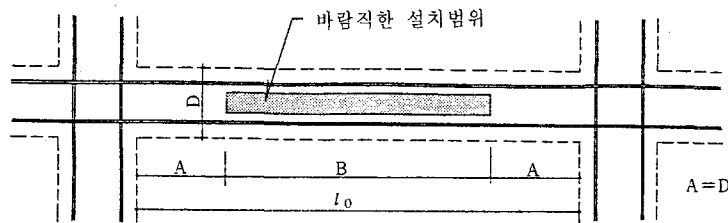


그림 3.6.1 보 관통구멍의 설치 가능 범위

(2) 관통구멍의 크기

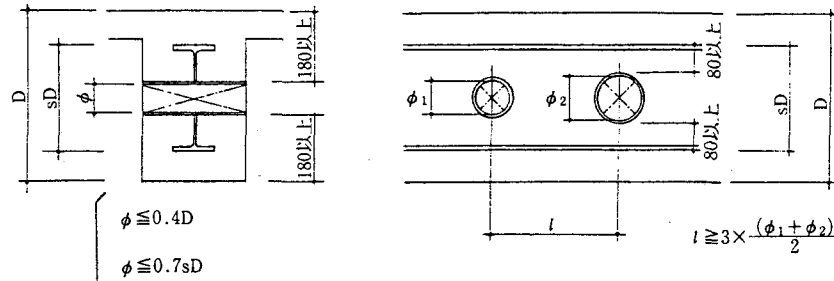
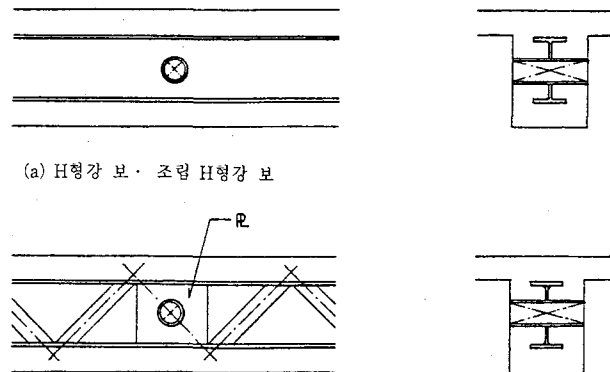


그림 3.6.2 SRC 보의 관통구멍의 한계

(3) 보강방법

a 철골부분



(b) 래티스 보

그림 3.6.3 SRC 보의 철골부의 관통 보강 예

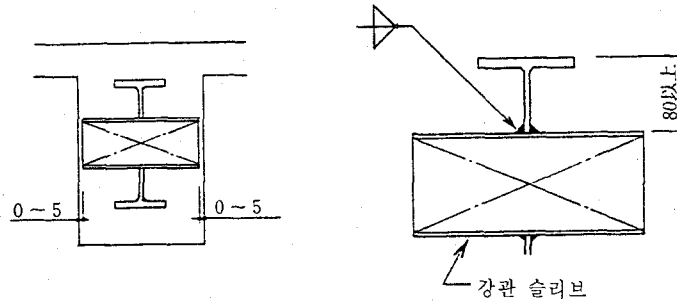
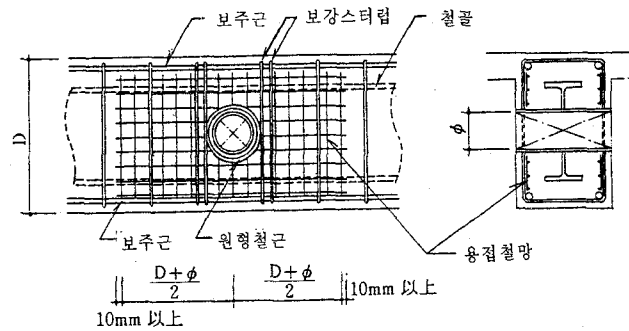
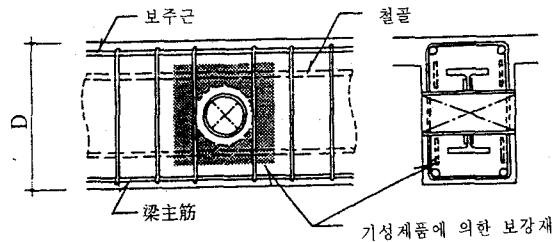


그림 3.6.4 보 관통용 강관의 마무리

b. RC 부분



(a) 용접철망에 의한 보강



(b) 기성제품에 의한 보강 예

그림 3.6.5 SRC 보의 RC 부의 관통 보강 예

(1) 각 설비의 슬리브에 의한 보 관통은 건물의 기능상 필요하지만, 보 부재의 내력 및 강성의 저하와 연결되기 때문에 설계시에는 의장, 구조, 설계 담당자와 충분히 협의하여 구조·설비 모두 무리없이 적절한 보 관통 루트를 계획한다.

또한, SRC 구조의 철골 슬래브는 관통 보강을 겸하여 철골공장에서 일체로 제작되기 때문에 철골 세우기 완료후의 설비 변경은 RC구조와 달리 융통성이 부족하다. 건설공사의 초기 단계에서 설비 시공도를 작성하고 설계도와 건축시공도를 검토하고 철골공사 제작요령서 및 공작도 등에 반영시킨다.

보에 관통구멍을 만드는 경우는 관통구멍 주위의 응력집중 및 단면결손에 대해서 내력이나 강성의 손실을 검토하여 안전하게 설계해야 한다.

계획상 필요한 관통구멍은 그림 3.6.1의 B구간 주위에 설치하고 A구간의 소성화 부분이 될 가능성이 있는 영역내에는 원칙적으로 작은 구멍이외의 관통구멍을 만들면 안된다.

(2) B구간의 보 관통구멍의 크기 및 배치는 그림 3.6.2와 같이 내경치수는 R.C 보의 0.4이하 또한 철골 보 높이의 0.7이하로 하고 관통구멍의 보에 대한 상하 간격의 치수는 철근콘크리트의 보 단부에서 구멍선까지 180 mm이상, 동시에 철골보 단부에서 구멍선까지 80 mm이상으로 한다.

관통구멍이 병렬하는 경우는 원칙적으로 그 중심간격은 구멍지름의 평균치의 3배이상 또는 보 높이 이상의 길이로 한다. 또한 계산상으로는 보강할 필요가 없는 작은 구멍이라도 상기의 제한을 초과해서 집중되는 관통구멍은 한 개의 큰 구멍으로 간주하여 보강한다.

(3) 관통구멍의 보강은 휨모멘트와 전단력의 양쪽에 대해 검토한다. 휨모멘트에 대해서는 그 보 부재의 철골 플랜지나 보 주근을 고려해서 검토되기 때문에 특별히 도면에 명기된 보 강도는 전단력에 대한 것이다. 결손 단면에 대한 전단력의 보강은 철골과 RC의 내력비에 의해 각각 검토한다.

그림 3.6.3은 SRC 보의 철골부 관통구멍 보강 예이다. H형강 및 조립 H형강의 경우는 보 관통구멍의 보강방법으로 보강 플레이트를 웹면에 용접하는 방법과 강관 슬리브를 그대로 보강재로 하여 채움하는 방법이 있다. 후자를 선택할 때에는 보강재가 노출이 되므로 내화피복의 검토가 필요하다. 래티스보의 경우는 래티스재의 마무리와 관통구멍의 배치를 충분히 검토해서 래티스재를 피하여 배치한다면 철골부의 보강은 고려하지 않아도 좋다. 맞는 경우에는 보강 플레이트를 설치해서 관통구멍의 보강을 행한다.

관통구멍 부분에는 그림 3.6.4와 같이 강관을 슬리브로 해서 웹재에 용접하는데 강관 슬리브의 길이는 거푸집의 정밀도를 고려해서 0~5 mm 정도의 여유 치수를 둔다. 또한 강관 슬리브의 내측은 원칙으로 방청 도장을 한다.

일반적으로 사용하는 강관 크기와 관통의 주된 사용 목적을 해설표 3.6.1에 나타낸다. RC 부분은 RC 구조와 같은 방법으로 보강 되는데 철골보가 존재하므로 꽤 곤란

해설표 3.6.1 보 관통형 강관 크기(참고 예)

슬리브 호칭	강관		주 사용 목적	슬리브 호칭	강관		주 사용 목적
	외경	두께			외경	두께	
50	-	-	가스 급수 냉매관 전기 배관	175	190.7	5.3	냉온수관 덕트 배수관
75	89.1	4.2	급수 냉매관 소화관 전기 배관	200	216.3	5.8	냉온수관 덕트 배수관
100	114.3	4.5	급수 냉매관 소화관 냉온수관 전기 배관	250	267.4	6.6	냉온수관 덕트
125	139.8	4.5	급수 냉매관 소화관 냉온수관	300	318.5	6.9	냉온수관 덕트
150	165.2	5.0	냉온수관 덕트 배수관	350	355.6	7.9	냉온수관 덕트

[주] 슬리브의 재질은 STK 400이상을 채용한다.

관한 시공이 된다. 이와 같은 경우는 그림 3.6.5에 나타난 것처럼 배근의 간략화를 폐하기 위해 용접 철골에 의한 보강이나 기성제품의 보강 철물을 사용할 수도 있다. 보강철물에는 여러 제조회사가 건설기술평가 규정에 기초한 건설부장관의 평가를 얻어 제조하고 있는 기성제품이 있으므로 각각의 제품 형식에 의한 적용범위 및 보강 성능을 파악한 뒤 선택해서 사용한다.

3. 7 내 전 벽

(1) 벽근의 정착

a. 기둥 콘크리트 단면내

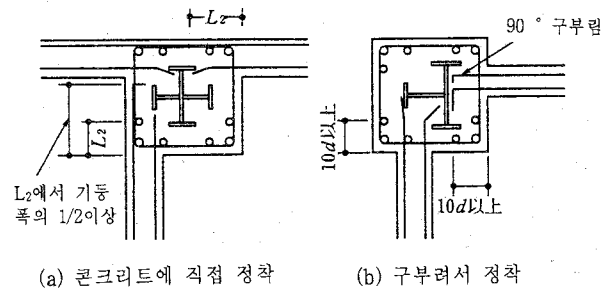


그림 3.7.1 기둥 콘크리트 단면에 정착한 경우

b. 보 콘크리트 단면내

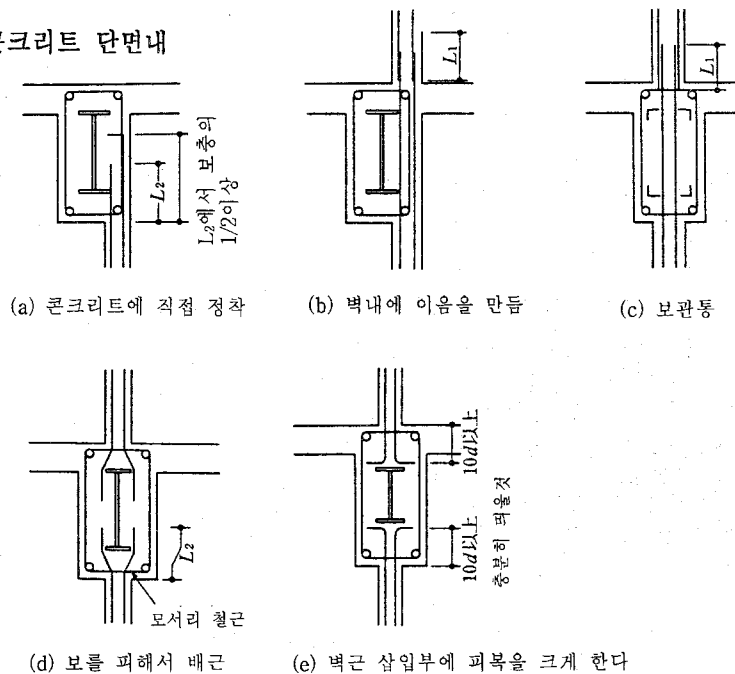


그림 3.7.2 보 콘크리트 단면에 정착한 경우

(2) 철골보와 내진벽의 마무리

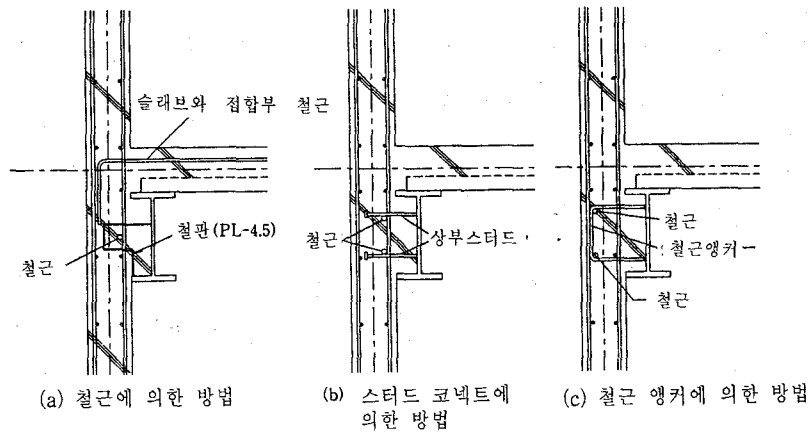


그림 3.7.3 철골보와 내진벽의 마무리

(3) 가세 삽입 내진벽

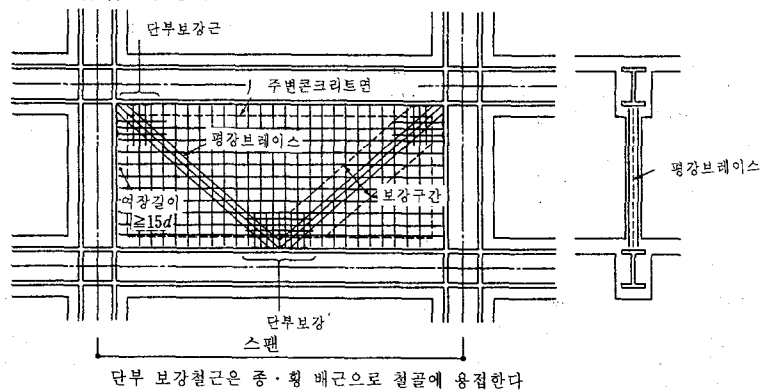


그림 3.7.4 평강 삽입 내진벽

(4) 내진벽 내부에 힘의 균형상태의 배근 예

a. 배근 예

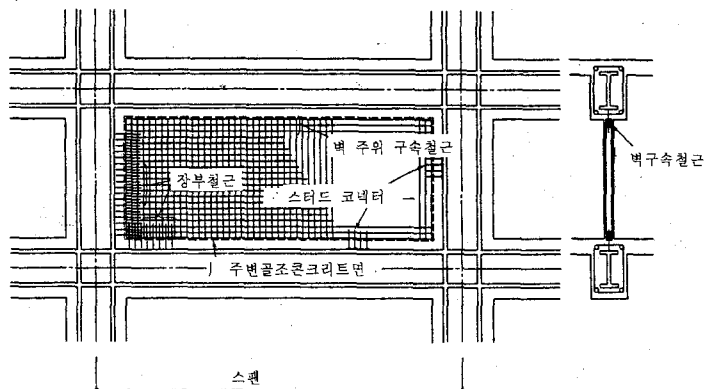


그림 3.7.5 내진벽 내부의 힘의 균형상태의 배근 예

6. 주변 골조와 내진벽의 접합 예

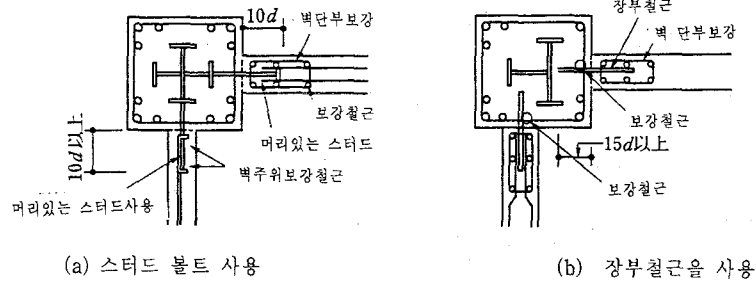


그림 3.7.6 기둥과 접합

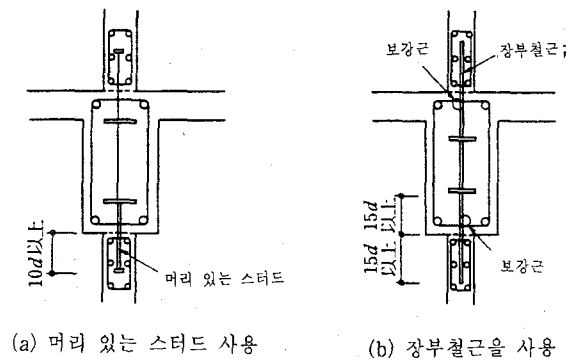


그림 3.7.7 보와 접합

SRC 규준 (제4판) 25조에 근거하여 내진벽을 설계하는 데 중요한 것은 내진벽 주위의 골조의 강성, 강도에 의해 영향을 받는 벽의 구속력을 파악하는 것이다. 내진벽의 역학적 성상에 대해서는 부록 F1[내진벽의 역학적 성상]에서 상세하게 설명하고 있다. 내진벽과 주위 골조와 접합부의 설계법은 그 부분에 상정한 응력전달 메커니즘에 기초하여 행하면 되기 때문에 본 항에서는 표 2.9.1의 적용범위의 내진벽에 대해 정착부가 각각의 역학적 성상에 근거해서 적절히 선택할 수 있도록 스테드등을 사용할 경우의 정착부 마무리를 제안하고 있다. 이것들에는 현장 타설 콘크리트 경우의 실시 예나 실험 연구의 성과가 부족하고 또한 접속 부분의 마무리에 대한 시공상 반드시 합리적이지 않은 위치도 있지만 벽철근의 정착에 대한 시공방법을 나타내기 위하여 굳이 마무리 예를 설명하고 있다. 금후의 연구성과 및 시공 개선에 의해 더욱 합리적인 배근법이 확립될 것을 기대한다.

또한, 내진벽의 위치 및 마무리 관계는 구조설계 뿐만 아니라 건축계획상 중요한 문제이므로 주변 골조와의 마무리 관계를 사전에 확실하게 하는 것이 필요하다. 따라서 내진벽 계획에 있어서는 구조계획상의 문제에 추가하여 주변 골조와 벽근의 마무리, 정착등 배근상의 질차에 대해서도 사전에 검토하고 건축계획에 반영하는 것이 중요하다. 특히 RC 벽내에 평강 브레이스나 강판을 내장할 경우에는 이들 응력을 원

활하게 주변 골조로 전달하는 것이 중요하기 때문에 주변 골조의 철골 웹과 평강 브레이스의 중심, 철판의 중심을 맞추어 두는 배근이 필요하다.

그림 3.7.1 및 3.7.2에 내진벽 철근의 일반적 마무리를 나타내고 그림 3.7.3에 철평보와 내진벽의 마무리를 표시한다. 그림 3.7.4 및 3.7.5는 R.C 벽에 평강 브레이스나 강판을 내장하는 경우의 예이다. 이들 배근에 관해서 전술했듯이 연구나 실험 예가 적고, 실시 예도 극히 적어서 해결해야 할 문제점도 많다고 여겨지는데 여기서는 부록 F 3, F 4 및 F 5에 나타난 사고방식에 기초하여 배근을 행할 경우의 예를 참고로 나타낸다.

(1) 벽철근은 벽철근에 생기는 인장력을 직접적으로 기둥, 보의 콘크리트 코아에 정착하는 것을 원칙으로 하는 것으로 내장하는 철골을 피해서 정착할 수 있도록 계획할 필요가 있다. 콘크리트 코아내에서 구부리는 경우는 적어도 10d 이상은 직선으로 정착할 수 있도록 한다. 보에서는 그림 3.7.2 (b) 또는 (c)와 같이 내장한 철골을 피하던가 벽철근의 통과부분을 계획해서 하층에서 부터 벽철근을 올려서 배근한다. 단일 내진벽에서는 (d)처럼 보 철골을 우회해서 배근하는 경우가 있다. 그림(d)와 같이 보 콘크리트 단면에 들어와 바로 구부리는 경우는 벽철근과 같은 지름으로 그림의 위치에 경사근을 배근하고 벽철근이 휘는 콘크리트 지압부분을 보강하는 것이 바람직하다. 벽철근 정착부를 구부리는 경우에서도 10d 이상 정착할 수 있는 경우에는 이 경사근을 배근할 필요가 없다.

(2) 철평보와 내진벽의 마무리는 그림 3.7.3에 문헌 2.9.10을 참조해서 소규모 건축에 사용되는 철평보와 내진벽이 편심되어 있는 경우는 철평보에 의해 벽판 균열 후의 콘크리트의 구속효과는 거의 기대할 수 없으므로 RC 벽의 선단 저항력은 벽판에만 기대하는 설계를 하는 것이 바람직하다. 또한 이 경우의 보철평보와 벽판과의 전단력 전달은 웹 부분에 타설된 콘크리트의 직접 전단력에 기대하게 되므로 철평보와 전단 슬립에 대한 머리있는 스티드나 철근을 용접하는 것이 필요하다. 그외 철평보와 RC 보의 마무리는 여러가지로 생각되는데 철평보 또는 기둥과 RC 벽 사이의 직접 전단력 전달 메카니즘에 주의해서 설계할 필요가 있다.

(3) 그림 3.7.4는 가새 내장 내진벽의 배근 예를 나타낸다. 가새가 내장된 내진벽의 실험 예는 적고 일체타설 구조의 평강 브레이스가 들어가는 내진벽과 언본드 철근이 들어가는 PCa 벽의 경우에는 기본적으로 전단력의 전달메카니즘과 다른 면이 있다고 생각되는데 언본드 PCa의 연구성과를 참조해서 부록 F 3 및 F 4에 평강 브레이스의 압축 좌굴에 대한 좌굴보강 및 단부의 국부좌굴 보강의 하나의 사고방식을 표시한다. 이 생각에 따르면 벽철근은 RC 벽의 전단력 전달과 벽철근과 가새좌굴 방지근으로서 벽철근이 필요하다. 이 경우에서 좌굴 방지근은 그림의 보강구간을 가새에 따라서 배근하던가 또는 보강구간의 가장자리로 부터 15d 정도의 여장을 가지고 종횡으로 배근하게 된다. 또한 평강 브레이스의 단면인 국부좌굴에 대한 보강도 필요하고 그를 위한 보강이 필요하며 반드시 철근으로 보강할 수 있다고 할 수 없기 때문에 실시할 때에 철물을 고안하고 실험등에 의해 확인하는 것이 필요하다.

(4) 그림 3.7.5는 내진벽 내부에서 힘의 균형이 이루어지는 경우의 배근 예를 나타낸다. 이 경우 주변 골조와 벽판 접속부에는 접속면을 따라 직접 전단력만이 작용하기 때문에 주변 골조의 내측에 벽주위로 구속근을 배근한 벽철근을 짜넣어 내장하는 철평보에 머리 있는 스티드를 용접해서 주변 골조와 벽판을 접합한 마무리로 하면 좋

다. 이 경우 머리 있는 스티드의 지름은 13 ϕ ~22 ϕ 를 벽판으로 들어가는 길이는 10d~15d로 행하면 좋은데 보통의 경우 스티드 최대의 길이는 50cm 정도이고 벽판으로 들어가는 부분은 13cm~30cm가 된다. 이 경우에는 벽 주위 구속근은 그림과 같이 철근 바구니로 하고 스티드 선단부분을 구속하는 등의 고안이 필요하다. 이 주위의 구속근은 필요에 따라 4 ~ 6본으로 해서 벽근과 같은 지름 혹은 한 사이즈 굵은 철근을 사용하는 것이 좋다. 또한, 이 보기에서는 철근 바구니의 스티럽을 D10정도로 하고 벽철근과 같은 간격이하, 스티드의 핏치이하로 하고 있는데, 이것은 벽 주변의 보강 사이에 가능한 한 완만하게 스티드를 끼워서 전단력을 주변골조로 전달할 수 있도록 배려하고 있다. 그림 3.7.6, 그림 6.7.7에 기둥의 경우와 보의 경우의 마무리 예를 나타내고 있다.

머리 있는 스티드의 내력 산정·가장 자리·간격등에 관해서는 문헌 2.9.10)에 따르는 것이 좋다. 또한 머리 있는 스티드 대신에 철골을 사용한다는 것을 생각할 수 있다. 철근의 전단저항 메카니즘은 머리 있는 스티드에 가깝다고 여겨지므로 문헌 2.9.10)에 따라서 전단내력을 정해도 좋다. 장부철근의 묻힘길이는 안전측으로 보아 15d 이상으로 해서 그림 3.7.6 (b)에 나타낸다.

3. 8. 기 타

(1) 작은 보, 캔틸레버 보 주근의 정착

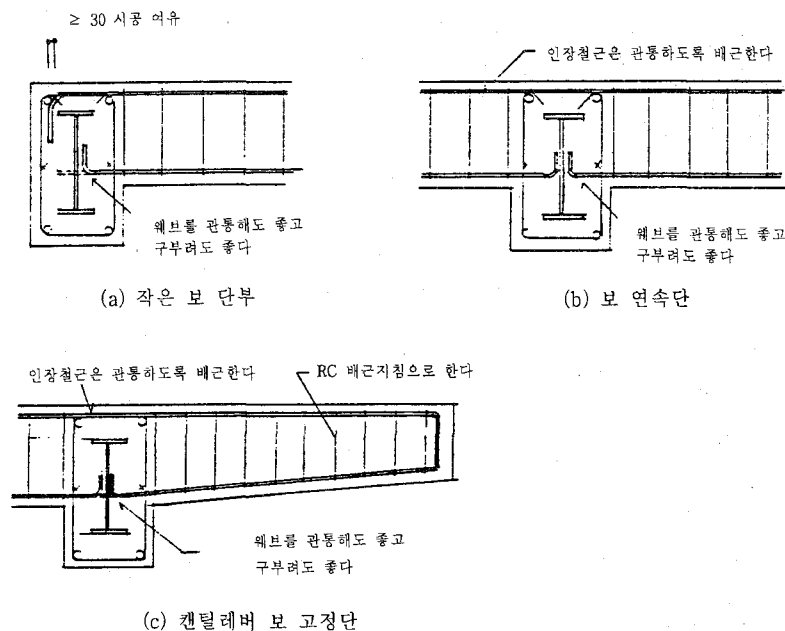
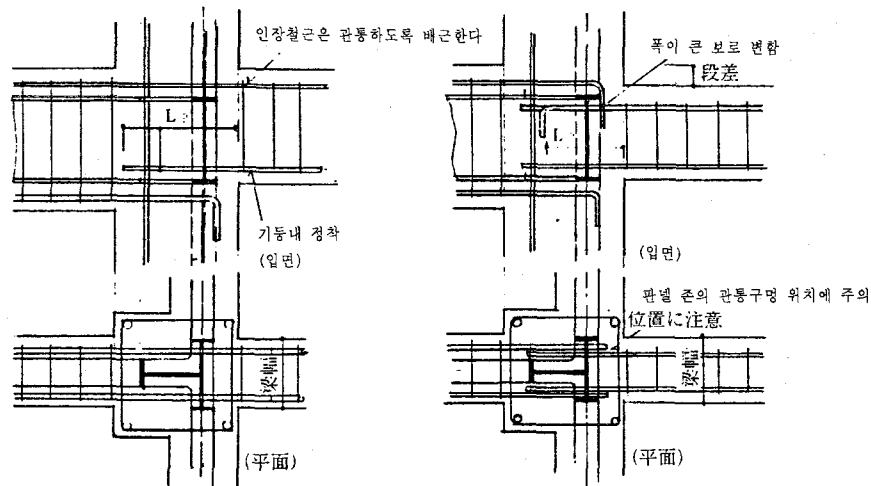


그림 3.8.1 작은 보, 캔틸레버 보 주근의 정착



(a) 캔틸레버 보에 단차가 없는 경우

(b) 캔틸레버 보에 단차가 있는 경우

그림 3.8.2 기둥부착 캔틸레버보 주근의 정착

(2) 슬래브근의 정착

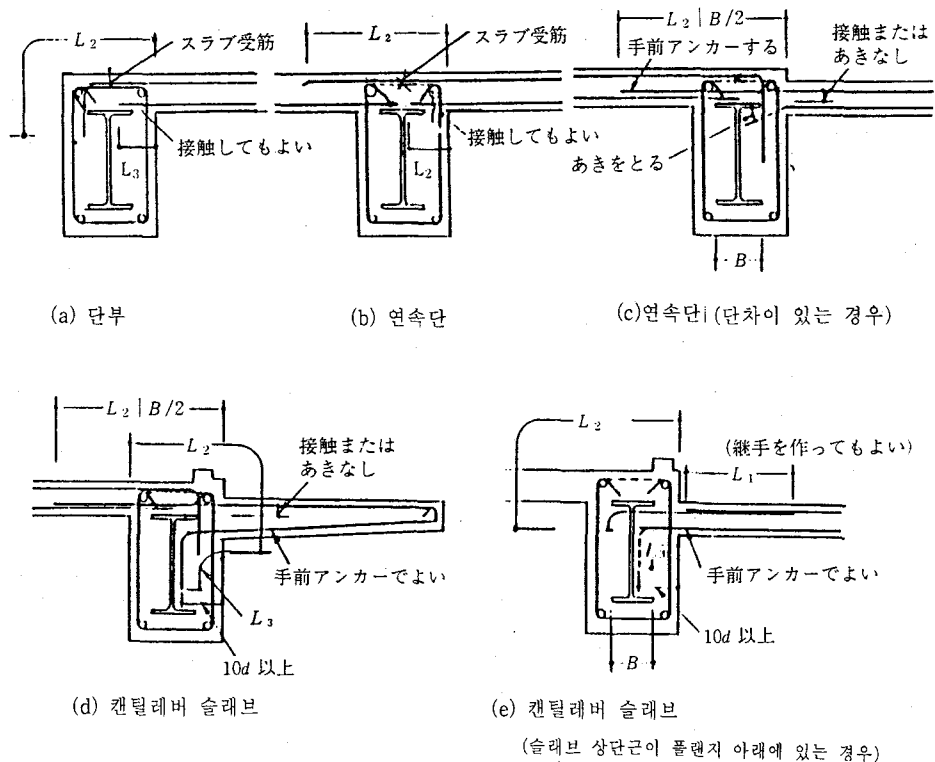
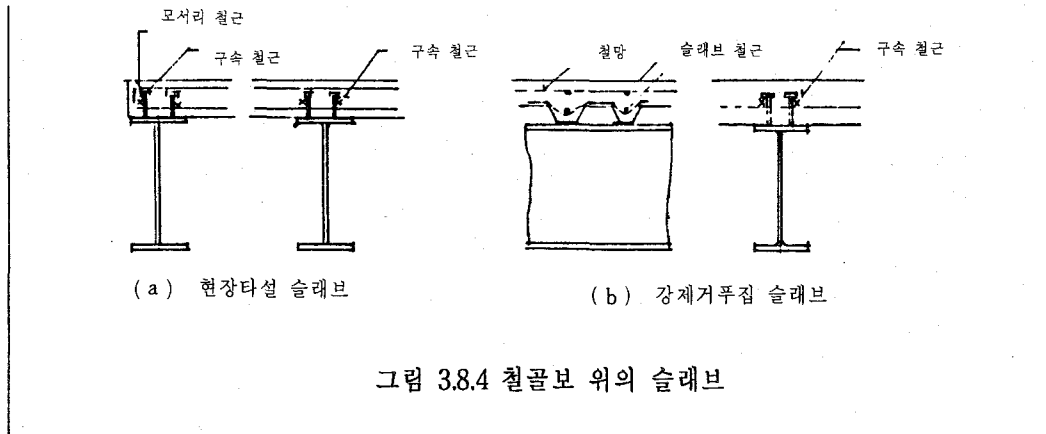
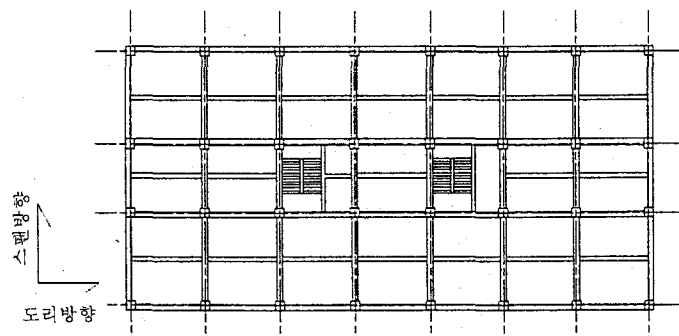


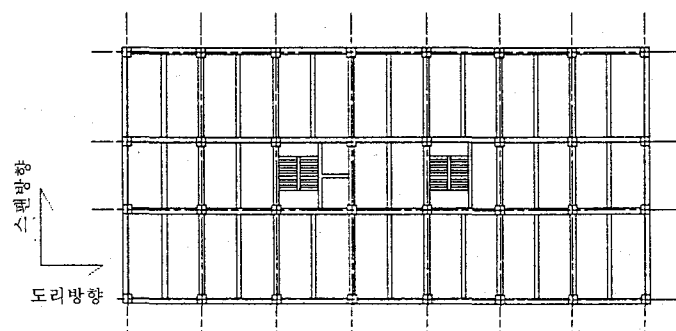
그림 3.8.3 현장타설 슬래브



(1) 보 주근의 상하관계는 특별한 이유가 없는 한 도리방향이 상부가 되고 스펜 방향이 밑이 된다. 그 때문에 작은보 방향은 해설도 3.8.1의 (a)처럼 도리방향으로 된다. 이에 따라 보나 작은 보도 배근의 상하관계가 현행 방향이 위(상당근의 위 아래에서 상하관계를 보이고 있다)가 되어 배근의 순서가 일정하다. (b)와 같이 작은 보를 설치하는 경우 작은 보 상단 주근과 작은 보 주근의 상하관계가 위의 도리방향 보 주근의 위가 되어 양 상단 주근의 위치를 약간 내리게 되기 때문에 보 철골의 콘크리트 피복 두께를 증대시켜야만 한다. 이것을 막기 위해 이와 같은 경우에는 해설도 3. 8.2와 같이 도리방향의 보 주근 아래에 작은 보 주근을 통과하게 된다. 이와 같은 경우는 작은 보의 유효 보 춤을 작게 하여 설계하게 되는데 배근 시공은 복잡하다.

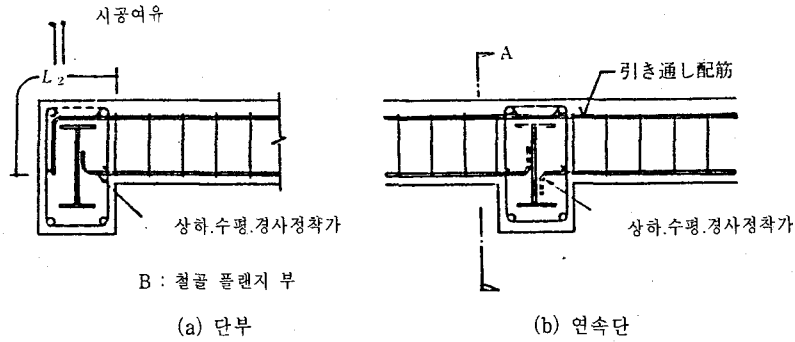


(a) 스펜방향 보에 작은보를 설치하는 가구



(b) 도리방향 보에 작은보를 설치하는 가구

해설도 3.8.1 작은 보의 방향



해설도 3.8.2 작은 보 상단 주근이 보 주근의 하부에 들어간 경우

그림 3.8.1은 작은 보 주근의 기본적인 정착방법을 나타내고 있다. 작은 보의 상단근의 단부에서는 (a)처럼 철골의 플랜지와 외측의 주근사이(시공여유 3cm)에 정착부의 구부림부를 삽입하여 정착한다. 정착길이는 RC 배근지침에 따르면 좋고 큰 보가 SRC 구조인 경우 내장한 철골 플랜지가 주근의 구부림부 내측에서 부터 정착효과가 증대된다고 생각되기 때문에 구부림부를 철골 플랜지와 주근 사이에 삽입할 경우는 구부린 후 여장에서 10d 정도를 확보해 두면 충분하다. 구부림부를 수평으로 향해서 철골 플랜지를 정착하여도 좋다. 상단에 놓는 듯한 배근은 하지 않는 것이 좋다. 단부의 하단근 철골 웹 앞에서 구부려도 좋고, 또한 웹을 관통해서 배근하여도 좋다. 연속단 (b)에서는 상단근을 통과해서 반대측 작은 보의 주근이 된다. 하단근의 단부와 같아도 좋다. 한쪽 슬래브의 상단근은 통과시켜서 배근하고 직교 보에는 정착시키지 않는 편이 시공성은 좋다. 기둥 캔틸레버 보의 상단근은 반대편 양쪽 철근을 통과시켜 배근한다. 그 때문에 기둥 캔틸레버 보의 폭은 반대쪽 보와 같은 폭으로 하는 것이 좋다. (b)와 같이 단차가 있는 경우는 작은 보 상단철근이 반대측 보 주근의 2단근 위치가 되도록 계획하면 좋다.

(2) 슬래브 단부 상단철근은 작은 보 단부와 같고 철골 플랜지와 보 외측 주근 사이에 삽입하여 정착한다. (c)와 같이 슬래브에 단차가 있고 상단근이 철골 플랜지에 접할 경우에는 규정된 정착길이의 $B/2$ 길이를 더한다. 하단근의 정착길이는 그림과 같이 모든 경우에 L_d 이상으로 한다.

보가 철골조인 경우 설계방법에 따라 각종 디테일이 있는데, 일반적으로 텍크 플레이트와의 합성슬래브로 하는 경우가 많다. 여기서는 거푸집 부착 현장타설 슬래브와 강제 거푸집의 예에 대해서 그 설계방법의 한 예를 나타내었다. 철골 슬래브 위에는 일반적으로 머리 있는 스테드가 설치되어 있는데 스테드 옆에 D10 또는 D13의 경사근을 배치하면 합성슬래브의 내력, 균열 방지에도 좋다. 슬래브 단부는 단부처리 철물이 없는 경우는 D13 정도의 모서리 철근을 배근하면 좋다. 또한 슬래브를 현장타설 슬래브의 배근에서는 평행한 배근으로 하는 것이 바람직하다. 특히 합성슬래브용 텍크 플레이트에는 여러가지 종류가 개발되어 있기 때문에 이들을 사용할 경우 각각의 시공 방식에 따르는 것으로 한다.

부 록

목 차

A1. 90° 구부림 정착부의 저항력	105
A2. 보 주근을 슬래브내에 배근한 경우의 검토사항	106
A3. 보 주근 일부를 슬래브내에 배근한 SRC 보의 휨 내력	111
A4. 철골부와 RC부의 응력분담 비율을 변화시킨 부분의 설계	114
A5. SRC~RC 교체부의 실험	120
A6. 기둥·보의 묶음철근의 이용	123
B1. 스티럽, 띠철근 말단부를 대상으로 한 폭크 정착에 관한 실험	127
B2. 스티럽, 띠철근의 폭크 정착강도	131
C1. SRC 구조 기둥-보 접합부의 전단보강법	133
C2. 연직스티프너형식·SRC 기둥-철골보 접합부	138
C3. 수평삼각 스티프너형식·SRC 기둥-철골보 접합부	144
D1. 전단내력이 작은 철골이음을 내장한 SRC 기둥의 실험	148
D2. 철골 플랜지에 둘러싸인 콘크리트의 순수 전단내력에 관한 실험	153
D3. 휨 내력이 작은 철골이음을 내장한 SRC보의 실험(등분포 휨의 경우)	156
D4. 휨 내력이 작은 철골이음을 내장한 SRC보의 실험 (모멘트가 구배가 있는 경우)	160
E. 비매립형 SRC 주각의 합리적 배근법에 관한 실험	163
F1. 내진벽의 역학적 성상	166
F2. 내진벽 벽철근의 정착	173
F3. 평강 브레이스의 좌굴보강	179
F4. 평강 브레이스의 단부보강	184
F5. 강판삽입 내진벽의 내력 검토	188
G. SRC 보의 철골 단면 결손한도에 관한 실험	197
H. SRC 유공보의 전단내력에 관한 실험	199

빈 면

부록 A 1. 90° 구부림 정착부의 저항력

90° 구부림 정착부의 저항력은 그림 A 1.1과 같이 수평 직선부의 부착응력 성분(T_0), R부의 대칭응력 성분(T_1), R부의 비대칭응력 성분(T_2)으로 분해할 수 있다. 철근에 가해지는 부착응력(τ_a) 및 지압응력(P_1, P_2)의 분포는 균등한 것으로 하고 자 유물체의 적합(compatibility)에 필요한 응력을 X로 하면, T_0, T_1, T_2 는 각각 힘의 적 합에 의해.

$$T_0 = \varphi \cdot \tau_a \cdot \ell_0 \quad (A 1.1)$$

$$T_1 = P_1 \cdot R = \varphi \cdot \tau_a \cdot \ell_1 \quad (A 1.2)$$

$$T_2 = \frac{\pi \cdot R \cdot P_2}{2} = \frac{\pi \cdot R \cdot \varphi \cdot \tau_a}{2} \quad (A 1.3)$$

여기서, φ : 철근의 주장

ℓ_0 : 정착부에 있어서 수평 직선부의 길이

ℓ_1 : 여장부의 길이

P_1 : 대칭성분에 의한 단위길이당 지압응력

P_2 : 비대칭성분에 의한 단위길이당 지압응력

R : 철근 중심선에서의 구부림부의 반경

정착저항력 ($T = T_0 + T_1 + T_2$)와 철근의 항복 축력을 같은 식으로 두고, 수평투영길이 $\ell_h = \ell_0 + \pi \cdot R / 2$, 콘크리트가 받는 지압응력도 $\sigma_B = (P_1 + P_2) / d$ (d = 철근직경)인 것에 주의하고 τ_a 의 수치가 콘크리트의 단기 허용부착응력도 (f_a)에 도달할 때의 $\ell_h - \ell_1 - \sigma_B$ 관계를 구하면 그림 A 1.2를 얻을 수 있다.

단, 이 그림은 이형철근의 허용응력도 (mft)를 $3000 \text{ kg} / \text{cm}^2$, 콘크리트 강도(F_c)를 $210 \text{ kgf} / \text{cm}^2$, 허용부착응력도 (f_a)를 SRC 규준에 제시된 기타 철근으로 한 경우이다. 콘크리트의 지압강도 σ_B (kg / cm^2)는 형보강 철근에 의한 효과를 무시한다면 다음 식으로 근사값을 구할 수 있다.

$$\sigma_B = \alpha \sqrt{F_c} \quad (A 1.4)$$

여기서, α : $16.1 C_0 / d$, d = 철근직경

C_0 : 철근 중심부터 콘크리트 측면까지의 피복두께

F_c : 콘크리트의 강도(kg / cm^2)

위 식의 적용성이 검토되고 있는 범위로는 $\alpha = 20 \sim 80$ 이다. 구부림 직경과 철근 직경 d 와의 비가 3이라 해도 정착부의 수평투영길이가 15 d 이라면 그림 A 1.2에서 $\sigma_B / \sqrt{F_c}$ 의 값은 40 정도이다.

한편 구부림 직경을 $3d$ 라 해도 $C_0 / d > 4$ 가 확보되면 위 식에서 R부의 지압강도 $\sigma_B / \sqrt{F_c}$ 는 64 이상으로 되어 지압에 관해서는 문제가 없음을 알 수 있다. 그러나 R부의 지압응력을 증가시키지 않고 구부림부의 직경을 작게 하기 위해서는 수평 정착부를 길게 할 필요가 있다. 또한, 구부림부내의 직경을 $3d$ 로 하면 철근의 최외단부의 변형은 약 25 %에 도달하기 때문에 JASS 5의 규정이상으로 구부림 직경을 작

계 할 경우는 구부림에 의해서 철근에 균열이 발생하지 않게 확인 할 필요가 있다.

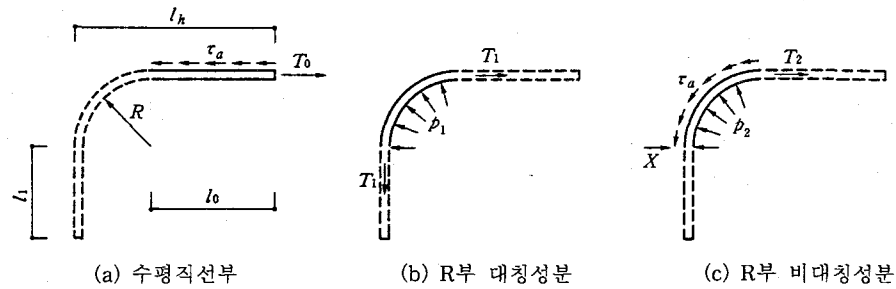


그림 A 1.1 90° 구부림 정착부의 저항성분

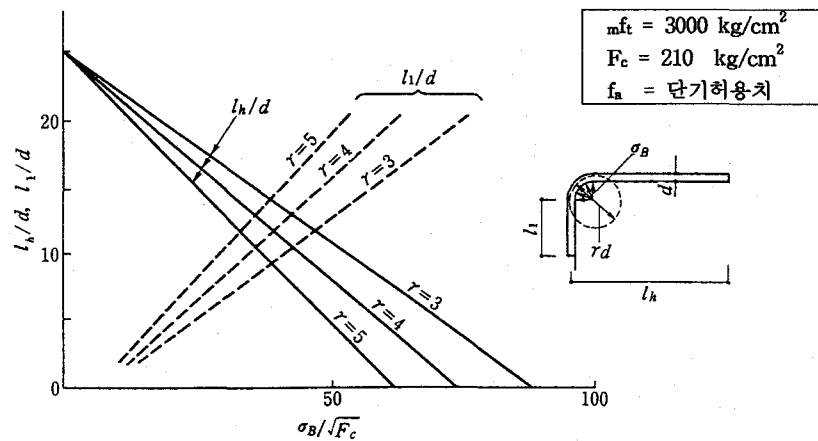


그림 A 1.2 90° 구부림 정착시 R부의 지압응력
(단, F_c 는 kg/cm^2 의 값으로 무차원)

參考文獻

付 A 1.1) 藤井 榮・後藤定己・森田司郎・近藤吾郎：外端柱・梁接合部の折曲け定着に関する
(その 2異形鐵筋の折曲け定着耐力評價), 日本建築學會大會學術講演梗概集, pp.
1823-1824, 1983.9

부록 A 2. 보 주근을 슬래브내에 배근한 경우의 검토사항

보 철근의 일부를 슬래브내에 배근하므로써 배근시공이 용이하지만, 슬래브내의 보 철근이 유효하게 작용하기 위해서는 슬래브내의 철근응력을 보 단부에서는 기둥 - 보 접합부에, 보 중앙부에서는 슬래브내의 철근응력에 의해서 발생하는 슬래브면내 전단력을 보 단면 중심부 (T형보의 웹)에 원활히 전달 시킬 필요가 있다. 또한, 주근의 좌굴 구속이나 부착할릴 파괴에 대한 구속은 슬래브 철근 혹은 슬래브 면내의 전단보

강 철근에 기대해야 하므로 이에 대한 검토가 필요하다.

1. 주근의 좌굴 및 부착할렬 파괴에 대하여

T형보의 플랜지(슬래브)측이 압축이 되는 휨모멘트를 받을 때 소성중립은 슬래브내 또는 철골의 상부 플랜지내에 위치하는 경우가 많다. 큰 소성변형하에서도 슬래브측 보 철근의 압축응력은 항복응력도에 도달하지 않을 경우가 많다. 그러므로 피복두께에 관한 제 규정을 지키면서 슬래브내의 주철근을 상하 슬래브 철근의 사이에 배근하면 좌굴 및 부착할렬 파괴에 대한 문제는 없을 것이다.

2. 슬래브 면내의 전단응력에 대하여

그림 A 2.1과 같이 보 스패न्의 구간 dx 에 있어서 철근응력의 차 dT 는 슬래브 면내의 전단응력(dT/dx)에 의해 보 단면 중심부에 전달된다. 부재 단부와 반곡점 사이에서의 철근 응력차를 재단부 - 반곡점 사이에서 전달할 수 있도록 하면 되므로,

$$f_t \cdot A_t \leq f_s \cdot t_s \cdot l_i \quad (A 2.1)$$

여기서, A_t : 슬래브내 (한쪽)에 배치된 보 철근의 전 단면적

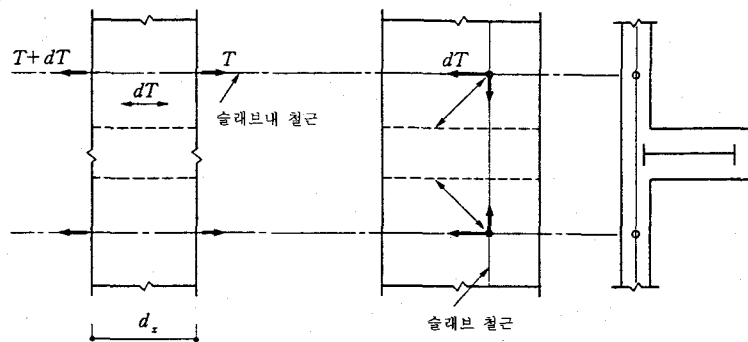
f_t : A_t 철근의 허용인장응력도

f_s : 콘크리트의 허용전단응력도

t_s : 슬래브 두께

l_i : 슬래브측이 휨 인장으로 되는 구간의 길이

사용 보 철근이 SD 295, 콘크리트 강도 $F_c = 210 \text{ kg / cm}^2$ 슬래브 두께가 15cm라면 보통의 라멘조에는 슬래브 한쪽에 2-D25를 배근하더라도 위의 식은 만족된다. 콘크리트의 전단저항이 발휘되도록 하기 위해서는 슬래브내의 보 철근에 직교하는 전단 보강철근을 필요로 하지만, 슬래브 면내에 보 재축에 대해서 45° 방향의 압축영역이 형성된다고 하면 이 철근량은 슬래브내에 배근한 철근량과 동일하다. 슬래브 철근은 장기응력으로 설계되므로 보 철근이 단기응력에 의해 설계되는 경우에는(보 단부와 반곡점사이에 있어서 슬래브 철근의 단기허용인장력) / 3 $\geq$ 슬래브 한쪽에 있어서 슬래브내의 보 철근의 단기허용인장력)을 만족시키면 슬래브 면내의 전단보강은 필요하지 않다.



(a) 슬래브 면내 전단력

(b) 트러스 메카니즘에 의한 전단력의 전달

그림 A 2.1 슬래브내의 철근 응력에 의한 슬래브 면내 전단력

3. 기둥 - 보 접합부의 응력전달에 대하여

중양부 기둥에서는 슬래브내의 보 철근이 관통하여 배근되어 있어도 직교하는 보 및 슬래브의 철근량이 슬래브내에 배근되어 있는 보 방향의 철근량과 동일한 정도이면 슬래브 면내에 형성된 트러스 메카니즘 및 아치 메카니즘등에 의해 슬래브내 보 철근의 인장력 T 는 접합부에 전달할 수 있고 단부 기둥에서도 슬래브내에 배치한 보 철근의 끝이 기둥 콘크리트 코아내에 정착되어 있을 경우는 응력전달이 원활히 행해지므로 특별한 보강은 불필요하다.

외부기둥에 결합된 보의 슬래브내의 철근은 직교보에 정착하는 쪽이 배근작업은 용이하지만 접합부의 응력전달이 확보될 수 있는지 확인해야 한다. 응력전달의 방법으로,

1) 직교 보의 비틀림 저항 등에 기대한다. 즉 슬래브내의 철근응력 T 에 의한 부가응력(슬래브 면내 방향의 전단력, 압축 주위의 휨모멘트 및 비틀림 모멘트)에 대하여 직교보가 저항할 수 있다.

2) 아치 메카니즘에 기대한다. 고 하는 두 가지가 있다. 1)의 경우의 검정방법은 문헌(부록 A2-1)에 표시되어 있으므로 참조하기 바란다. 여기서는 보 단면의 강재량이 슬래브측(상단) 휨 인장으로 될 때의 휨으로 결정하는 경우에 대해서, 2)의 방법에 의한 검정방법을 논한다. 그림 A 2.2 (b)는 외부기둥에 결합하는 보의 슬래브내의 철근이 직교 보에 정착된 경우의 응력전달 메카니즘을 도식적으로 표시하고 있다. 같은 그림에서 A점의 T 는 슬래브내에 배근된 보 철근의 인장합력, F점의 C 는 이것에 적합한 압축합력이고, 평면 A④B⑥C는 T 의 작용선과 C 의 작용선을 포함한 평면이다. 평면 A④B⑥C는 보 철근을 포함한 슬래브 평면, 평면 A④D⑥E는 직교 보의 외측 주근을 포함한 면, 평면 C④D⑥F는 기둥 웹면이다.

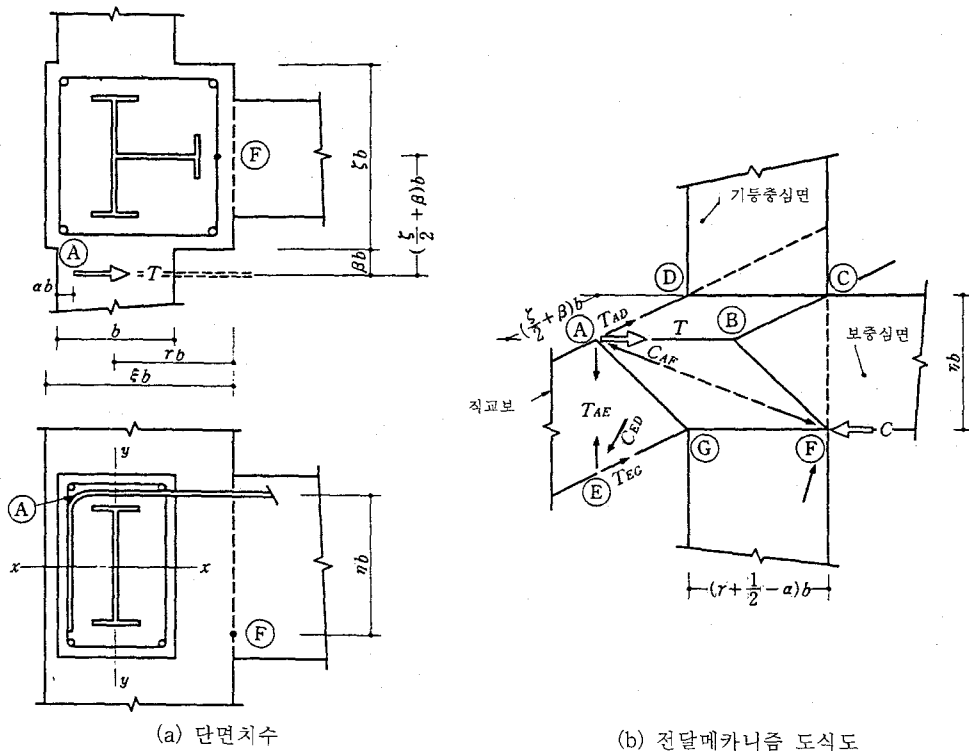


그림 A 2.2 직교 보에 정착된 보 철근의 응력전달

이 응력전달 메카니즘하에서 인장합력 T가 압축합력 C와 평형을 이루기 위하여는 압축영역 AF(그림 A2.2(b)중 파선)의 형성이 보증될 수 있으면 좋다. 압축영역 AF을 형성시키기 위해서는 T_{AD} , T_{AE} 및 T_{EG} 의 인장성분을 필요로 한다. 압축영역의 응력 C_{AF} 에 대해서는 콘크리트가 T_{AE} 에 대해서는 보 철근의 정착부가 저항할 수 있다. T_{EG} 에 대해서는 장기응력하에서 압축을 받는 철근의 부가응력이기 때문에 일반적으로 응력검정은 불필요하다.

따라서 슬래브내의 보 철근을 직교 보에 정착할 경우에 검정 해야할 사항은 T_{AD} 에 대한 응력검정 및 압축영역 AF가 콘크리트내에 결속되는 것의 검토의 두 가지이다.

T_{AD} 는 기하학적 관계에서

$$\frac{T_{AD}}{T} = \frac{AD}{AB} = \frac{\xi + 2\beta}{2\gamma + 1 - 2\alpha} \quad (A \ 2.2)$$

여기서, α : 직교 보의 외측 표면에서 슬래브내 철근의 정착점까지의 거리/ b

b : 직교 보의 폭

β : 직교 보측의 기둥 측면에서 슬래브내 철근의 합력 중심까지의 거리/ b

γ : 기둥 내측 표면에서 직교 보 재측까지의 거리/ b

ξ : 기둥 폭 / b

T_{AD} 에 의해 직교 보에는 x, y 양축 주위의 휨 모멘트 M_x , M_y 가 발생하지만, 슬래브 면내의 강성 및 휨 강도는 충분히 크기 때문에 M_y 의 영향을 무시하면 보 상부근 중에서 부가응력 M_x 에 기여 할 수 있는 단면적 ΔA_0 는

$$\Delta A_0 = \frac{A_0 \cdot ({}_{src}M_A - M_0)}{{}_rM_A} \leq A_0 \quad (A \ 2.3)$$

여기서, ${}_{src}M_A$: 직교 보의 SRC 단면으로서 허용 휨 내력

M_0 : 직교 보의 면내 장기 휨모멘트

${}_rM_A$: 직교 보의 RC부의 허용 휨 내력

A_0 : 직교 보의 상단 주근의 총 단면적

T_{AD} 의 허용 범위는

$$T_{AD} \leq \Delta A_0 \cdot f_0 \quad (A \ 2.4)$$

여기서, f_0 = 직교 보 주근의 허용인장응력도

(A 2.2), (A 2.4) 두 식에서 T의 허용범위는

$$T = f_t \cdot A_t \leq \frac{(2\gamma + 1 - 2\alpha)}{(\xi + 2\beta)} \cdot f_0 \cdot \Delta A_0 \quad (A \ 2.5)$$

슬래브내에 배근된 보의 강재량이 단기응력으로 결정되는 경우에 대해서는 $\alpha = 0.5$, $\beta = 0.5$ 로 하고 $\xi = 2$, $\gamma = 0.5$ 및 1.5의 경우를 도시하면 그림 A 2.3을 얻을 수 있다. 같은 그림에서 직교 보의 장기 휨모멘트와 허용휨모멘트의 비 ($M_0 / {}_{src}M_A$)를 0.5 이하이고 동시에 ${}_rM_A / {}_{src}M_A > 1/3$ 이면 직교 보의 바깥면과 기둥의 바깥면이 일치하는 경우($\gamma=1.5$)는 직교 보 상부근($f_0 \cdot A_0$)의 75 % 를, 직교 보의 내면과 기둥의 내면이 일치하는 경우($\gamma=0.5$)는 32.5 % 를 슬래브 한쪽에 배근할 수 있음을 알 수 있다.

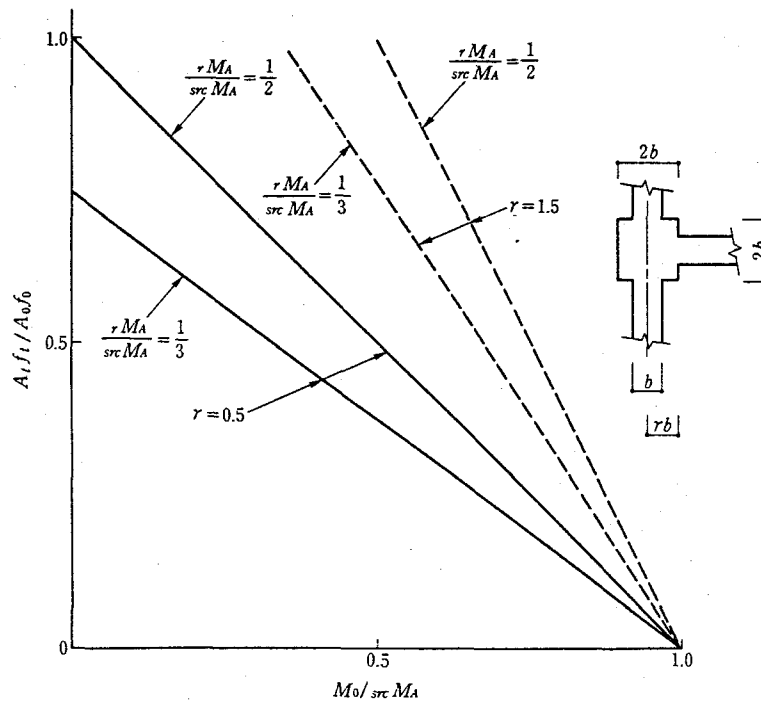


그림 A 2.3 슬래브내에 배근 가능한 철근량(직교 보에 정착)

압축영역 AF가 콘크리트내에 있기 위한 조건은 기하학적 관계에서

$$\frac{2\alpha - 1}{\xi} \leq \frac{2\gamma + 1 - 2\gamma}{\xi + 2\beta} \quad (\text{A } 2.6)$$

상기 식에서,

$$\beta \leq \frac{\xi(1 - \alpha)}{2\gamma - 1} \quad (\text{A } 2.7)$$

측면기둥의 바깥면과 직교보의 바깥면이 일치하고 기둥의 세장비가 1 : 2로써 그 기둥의 단면이 직교 보의 넓이와 같은($\xi=1$, $\gamma=1.5$)경우 $\alpha = 0.5$ 라고 한다면 상기 식에 의하여 $\beta = 0.25$ 를 얻을 수 있다.

이 경우 슬래브내 보 철근의 인장 합력의 작용선이 기둥 측면에서 직교 보폭의 1/4 이내에 위치하도록 배근 설계하면 압축영역 AF가 형성된다. 슬래브내 보철근 2분을 기둥 측면 주변과 기둥 측면에서 10cm의 위치에 배근하면 합력의 작용선은 기둥 측면에서 5cm이기 때문에 일반적으로 사용되는 기둥, 보 단면형상의 범위에서 슬래브 한쪽에 2분 배근을 할 경우 (A 2.7)식을 충분히 만족시킨다.

參考文獻

付 A 2.1) 三谷 勲・福知保長 : 上端筋の一部がスラブ内に配筋された梁に直交するSRCはりの應力檢定, 日本建築學會大會學術講演梗概集, pp. 1099-1100, 1990. 10

부록 A3. 보 주근 일부를 슬래브내 배근한 SRC 보의 휨 내력

1. 서

기둥 웹에 설치한 관통구멍은 상하 보 철근용 각 2개로 하고, 다른 보 철근은 슬래브내에 배근하였을 경우의 SRC 조 T형 보의 중국 휨내력을 실험적으로 조사하고자한다 부록A 3.1), 부록A 3.2)

2. 시험체 및 가력방법

시험체는 +자형 및 T자형 모형 각 3가지 이다. 실험조건을 표 A 3-1에, 십자형 시험체의 철골부 상세 및 배근상세를 각각 그림 A 3.1, A 3.2에 나타내었다. T자형 시험체에서 슬래브내에 배근된 보 철근은 직교 보에 정착되어 있다. 스트립은 U자형이지만, +자형 시험체에서는 2개의 보사이 보 중 한쪽의 보로, T자형 시험체에는 직교 보에 캡타이를 병용하고 있다. 기둥 단면적 $\times 0.3 F_c$ 축력을 기둥에 가한 후, 보 선단부에 점중 변위를 반복하며 전단력을 가력하였다.

3. 실험결과

보 전단력 (P) - 변위(Δ)관계의 두가지 예는 그림 A 3.3과 같다. P 는 슬래브가 휨으로 인장을 받을때를 정(+)으로 하고 있다. 같은 그림에서 이론내력은 보 철근, 슬래브 철근 모두 휨내력에 기여한다고 가정하여 구할 수 있고, 일점 췌선(P_w)는 콘크리트의 응력-변형 관계를 완전 탄소성으로 하고 최외단 압축변형이 0.4 %에 도달할 때를 단면 중국 휨모멘트로 한 경우의 내력, 점선(P_{sc})은 단순누가강도 내력이다. 실험 최대내력과 이론치와의 비교를 표 A 3.2에 나타내었다. P_c 는 슬래브측이 휨 압축, P_t 는 휨 인장을 받을 때의 내력으로 십자형 실험체의 경우에 실험치와 계산 중국내력과의 비는 캡타이를 설치하지 않은 보에 관한 수치이다. 표 A 3.2에서 아래의 사항을 파악할 수 있다.

- 1) 각 시험체 모두 슬래브측이 휨 압축이 될 경우의 실험내력은 중국내력(P_w)보다 3~17% 낮아지지만, 슬래브측이 휨 인장일때는 0~6 % 높다.
- 2) 슬래브내의 철근량 및 철근의 위치가 휨 내력에 미치는 영향은 없다.
- 3) 캡타이 유무가 보의 휨 내력에 미치는 영향은 없다.
- 4) 실험보에 직교하는 슬래브 철근의 양은 휨 내력에 영향을 주지 않는다.

상기 1)에 관한 이유는 다음과 같다. T자 보의 RC부와 철골부의 부착이 전혀 없을때 RC부의 소성 중립축에서 철골단면 중심까지의 거리는 슬래브측이 휨으로 인장될때에 비해 휨 압축되는 쪽이 크다. 즉, 슬래브측이 휨 압축을 받을때 일반화 누가가성립하기 위해서는 RC부와 철골부의 사이에 큰 축력이동을 필요로 한다. 한편 시험체는 RC부와 철골부의 일체성을 확보하기 위해서 조치를 취하고 있지 않기 때문에 슬래브측이 휨 압축을 받을때에 일반화 누가강도를 발휘하기 위해서 필요한 축력 이동이 확보되지 않는다. 슬래브측이 휨인장으로 될 경우 내력은 높음에도 불구하고 실험치는 중국내력에 도달하고 있기 때문에 보의 휨내력 계산에 있어서 슬래브내에 배근된 보 철근도 보에 배근된 철근과 같이 취급되는 것이다.

표 A 3.1 실험조건

시 험 체 명	보 상단근의 위치 및 본수			보 직교 슬래브 철근	직교보 스터럽	형상
	보 내	기둥단면내	기둥단면외			
C - A	2 - D13	2 - D13	0	10-D6, 2-D13	3 - 6 ϕ	+
C - B	2 - D13	0	2 - D13	10-D6, 2-D13	3 - 6 ϕ	
C - C	2 - D13	2 - D13	2 - D13	10-D6, 2-D13	3 - 6 ϕ	
T - A	2 - D13	2 - D13	2 - D13	11-D6, 2-D13	3 - 6 ϕ	+
T - B	2 - D13	2 - D13	2 - D13	2-D6, 2-D13	3 - 6 ϕ	
T - C	2 - D13	2 - D13	2 - D13	11-D6, 2-D13	3 - 6 ϕ	

표 A 3.2 실험값과 계산값의 비교

시험체명		실험값 (TON)		계산값		실험값 ⁴⁾ 중국내력
		CAP	NON CAP ²⁾	단순 누가	중국 내력 ³⁾	
C - A	$P_c^{1)}$	7.5	6.6	5.90	7.92	0.83
	P_t	8.5	9.2	7.32	8.66	1.06
C - B	P_c	7.7	6.5	5.90	7.85	0.83
	P_t	8.5	8.9	7.30	8.60	1.03
C - C	P_c	7.6	6.9	5.94	7.75	0.89
	P_t	9.3	10.1	9.05	10.08	1.00
T - A	P_c		7.37	5.69	7.58	0.97
	P_t		8.81	7.41	8.31	1.06
T - B	P_c		7.38	5.69	7.58	0.97
	P_t		8.89	7.14	8.31	1.06
T - C	P_c		7.30	5.69	7.55	0.97
	P_t		8.77	7.12	8.28	1.06

[주] 1) P_c : 슬래브측이 펌 압축될 때 P_t : 슬래브측이 펌 인장될 때

2) CAP : 캡타이를 넣은 측의 보 내력

NONCAP : 캡타이가 없는 측의 보 내력

3) 콘크리트 응력-변형 관계를 완전탄소성으로 하고, 압축측
최외단의 콘크리트의 변형이 0.4 %에 도달할 때의 내력

4) 실험치 NONCAP측의 실험치를 사용했다.

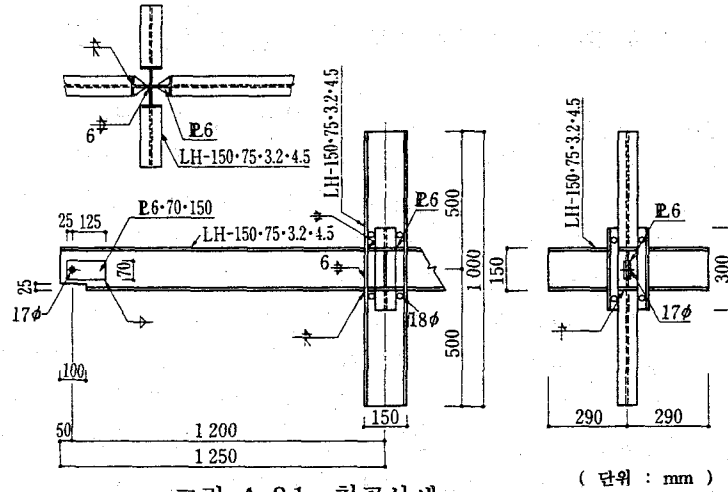


그림 A 3.1 철골상세

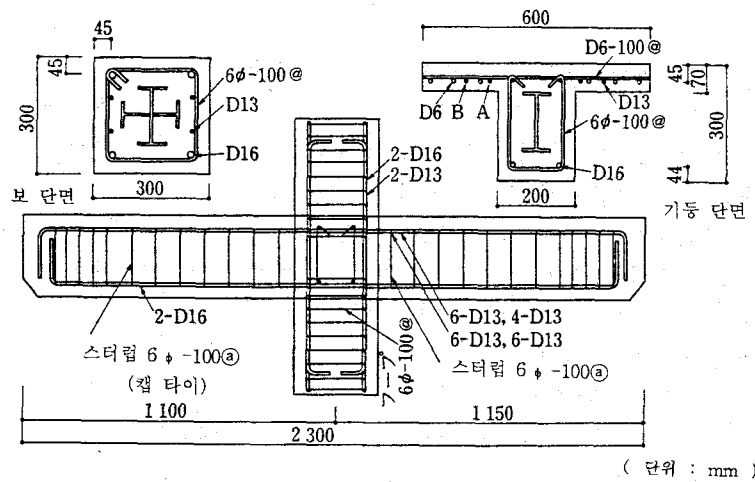


그림 A 3.2 배근상세

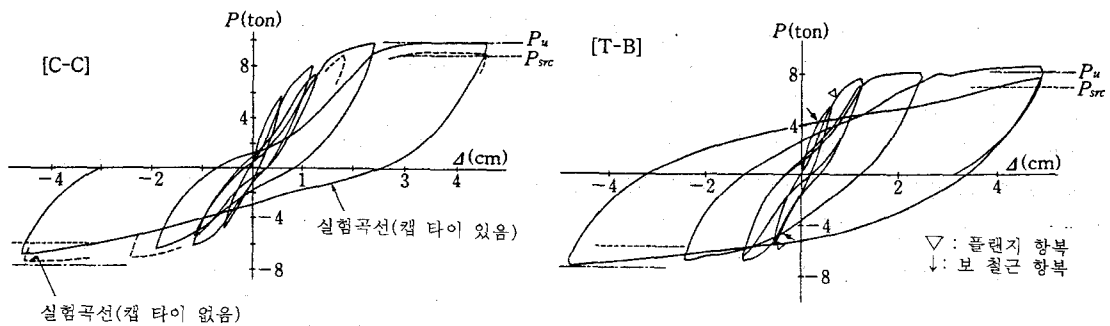


그림 A 3.3 하중-변위 곡선

參考文獻

- 付 A 3.1) 三谷 勲・福知保長 : 鐵骨鐵筋コンクリートばりの配筋法に関する實驗的研究, 日本建築學會九州支部研究報告, 第 31号, pp. 261-264, 1989. 3
- 付 A 3.2) 三谷 勲・福知保長 : 鐵骨鐵筋コンクリートばりの配筋法に関する實驗的研究(その 2), 日本建築學會中國九州支部研究報告, 第 8号, pp. 345-348, 1990. 3

부록 A4. 철골부와 RC 부의 응력분담 비율을 변화시킨 부분의 설계

RC 구조의 슬래브 보를 SRC 구조의 주구조체에 접합할 경우 RC 보의 응력을 SRC 보에 전달할 수 있게 설계 할 필요가 있다. SRC 구조 골조의 접합부에는 배근 위치에 관한 자유도가 적기 때문에 보 철근이 두꺼울 경우나 2단 배근할 경우에는 이들의 전 철근은 접합부내에 정착시키도록 하면 배근설계가 쉽지 않다. 이 경우 보 재단에서 RC 부의 부담응력을 지감(지감부분을 철골에 부담시킨다.)시키고, 기둥-보 접합부에 정착시켜야 할 철근량을 감소시킴으로써 배근 작업이 쉽게 된다. 또한, 철골이음부에서는 보 철골의 플랜지 접합 볼트가 배근 작업에 장애가 되지 않도록 하기 위해서는 철골 플랜지와 스티럽사이에 틈을 확보할 필요가 있다. 이 때문에 철골재가 이음부의 배근설계에 대해 제약을 받지만 철골웹만 접합하고 철골부의 강도 저하는 보강근을 더 보충하면 배근작업은 쉽게 되고 이음부이외의 철골은 유효하게 사용할 수 있다.

1. 재단부를 RC 에서 SRC로 교체한 경우의 설계

집중하중을 받는 캔틸레버 보의 예에서 철골부와 RC 부의 응력분담 비율이 변한 위치에서의 응력전달 메카니즘 및 보강 설계법을 간단하게 서술하면 그림 A 4.1은 고정단측이 SRC구조, 자유단측이 RC 구조로 스티드 코넥트(stud connector) 등이 설계되지 않은 캔틸레버보이다. 철골 선단(B점)에서의 RC조 보의 강도 부족을 보강하기 위하고, 또한 RC부에서 S부에 응력의 이동을 원활히 하기 위해서는 AC구간에 보강근을 삽입하고 있다. 이 부분에서의 검토항목은 1) 휨 보강 2) 전단보강 3) 지압 혹은 철골과 콘크리트사이 부착이다.

RC 부에서 S 부로의 응력전달은 지압, 부착 혹은 마찰력(= 지압력 $\times$ 마찰계수)에 의해서 이루어 지고, 철골-콘크리트사이의 부착력은 적기 때문에 스티드 코넥트등을 사용하여 부착효과를 증대시키는 경우를 제외하고는 부착에 의한 응력전달은 기대하지 않는 것이 좋다. 지압응력 분포는 RC 부의 휨강성, 철골부의 휨강성, 또는 지압 스프링강성에 의존한다. 그림 A 4.2(c)는 같은 그림 (a)에 나타나는 SRC 단면 보를 RC 보, 철골보, 또는 연결 보로 되어 있는 캔틸레버 보로 치환하고, 탄성매트릭스 해석에 의한 지압응력 분포를 구한 것으로 종축은 재축방향 1cm당의 지압응력이다. 또 이 모델에서 연결 보의 단면 2차모멘트 (I_b) 및 단면적(A_b)는 각각 부착 및 지압에 의한 응력전달과 관련이 있지만 지압력을 플랜지의 면외 휨으로 부담 시킬 경우에는 지압 스프링강성은 작아진다. 같은 그림에서 추측되는 것처럼 지압 스프링강성의 크고 작은 것에 관계없이 선단부에서 큰 지압응력을 받는다. 또한, 지압 강성이 작은 경우 지압응력의 부호는 철골부 전 스패에 걸쳐서 동일하기 때문에 지압 반력은 RC부의 고정단부에 집중하는 것을 알 수 있다.

a) 휨 보강

그림 A 4.2와 같이 지압응력의 1/2이상이 철골 선단부의 1/3 부분에 분포하기 때문에 교체부 근처에서의 휨 파괴를 방지하기 위해서는 철골선단에서 $\ell_s/6$ (ℓ_s : 보선단에서 철골부의 길이) 정도 고정단측에 속하는 D점에서의 휨모멘트에 대해서 보강철근을 계산하면 된다.

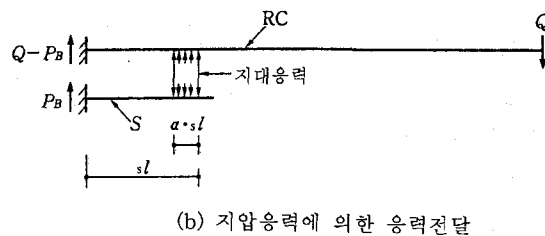
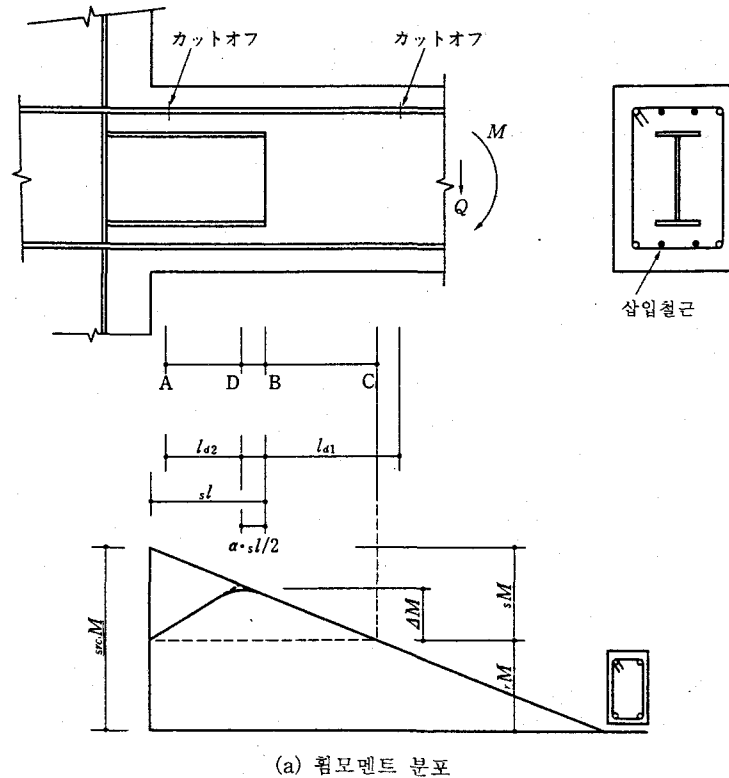


그림 A 4.1 RC에서 SRC로 변환되는 부분의 응력

이 점에서 RC부에서 철골부로 이동해야 할 휨모멘트를 ΔM 이라고 하면 인장보강 (삼입) 철근의 소요단면적 rA_t 는

$$rA_t \geq \frac{\Delta M}{r_{ft} \cdot r_j} \quad (A 4.1)$$

여기서, r_{ft} : 보강철근의 허용인장응력도

r_j : 휨재의 응력중심간 거리 (RC 단면의 유효침 r_d 의 7/8로 하면 됨)

또한 RC에서 SRC로 교체된 부분의 보강에 관한 실험에 의하면 보강철근은 철골선 단부의 휨모멘트에 대해 110% 정도의 강도를 갖도록 보강을 시행하면 강도면에서는 충분하고, 이 이상의 보강을 할 경우에는 변형의 집중을 방지하는 효과가 있지만 강도면에서의 효과는 작다.

이들 철근이 보강효과를 발휘하기 위해서는 RC 측 및 SRC 측에의 정착길이를 확보할 필요가 있다. RC 측에서는 응력상 보강을 필요로 하는 구간은 그림 A 4.1중의 D-C 사이이고 RC 조측에의 정착은 RC 기준 17조 1.(2)항에 따라 정착길이 l_{d1} 을 결정하면 된다.

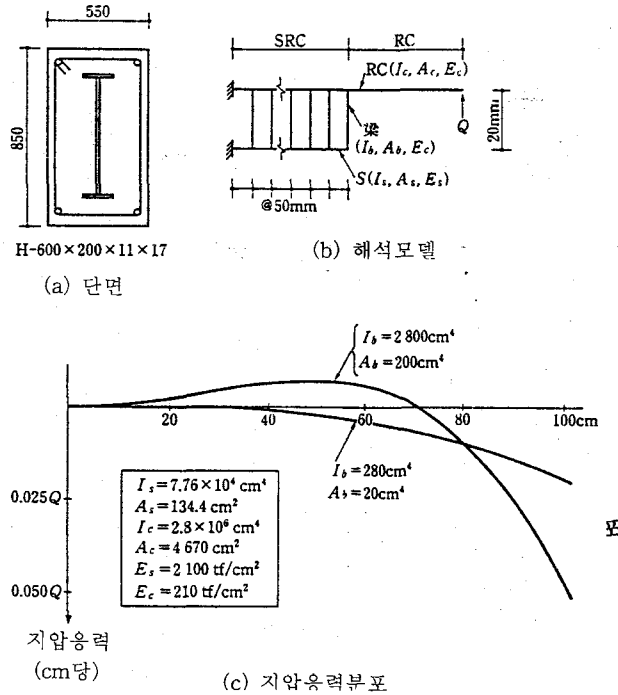


그림 A 4.2 탄성해석에 의한 지압응력 분포

$$l_{d1} \geq \frac{\sigma_t \cdot r_{at}}{0.8 \cdot r_{fa} \cdot \phi} + r_j \quad (A 4.2)$$

여기서, σ_t : 보강 철근의 산정 단면 위치에서의 인장응력
 r_{at} : 보강근의 단면적
 ϕ : 보강 철근의 주장
 r_{fa} : 보강 철근의 허용부착응력도

단, l_{d1} 가 $l_{dc} + r_j$ (l_{dc} 휨모멘트에 대해서 보강을 필요로하는 DC구간의 길이)를 만족시킬 수 없을때는 $l_{d1} = l_{dc} + r_j$ 로 한다.

SRC 측의 정착길이 l_{d2} 는 철근의 정착에 필요한 정착길이 ($l_{d1} - r_j$) 이상으로 하지만, 이들 보강근이 기둥-보 접합부내에 도달하면 재단부의 휨강도가 증가하고 교체부에서 파괴될 가능성이 있다. 교체부에서의 파괴를 선행시키지 않기 위해서는 보강 철근을 기둥표면까지 하고 철근의 허용응력도를 정착강도에서 결정되는 수치로 줄이면 된다.

b) 전단력의 검정

철골 선단부에 등분포의 지압응력이 작용하고, 반력은 고정단에서 시작된다고 하면 지압합력 P_B 는

$$P_B = \frac{sM}{(1 - \alpha/2) \cdot s_l} \quad (A 4.3)$$

여기서, sM : 재단에서 철골부가 부담하는 휨모멘트

s_l : 보 단부까지의 철골부의 길이(= SRC 부의 길이)

α : 등분포 지압응력을 받는다고 가정하는 구간의 길이와 s_l 와의 비 (1/3로 가정)

따라서 SRC 단면이 받는 전단력 Q 중에서,

철골부에 대해서는

$$sQ = P_B \quad (A 4.4)$$

RC 부에 대해서는

$$rQ = Q - P_B \quad (A 4.5)$$

의 전단력에 대해서 검토를 시행한다.

c) 지압응력에 대해서 검토

지압응력 전달메카니즘은 그림 A 4.3과 같다. RC 부에서 철골부의 응력이동은 같은 그림 (a)에서와 같이 스트립이 압축영역 AB를 개입시키게 되고 지압전달에 필요한 늑근의 본수(조수) n 은 다음 식으로 주어진다.

$$n = \frac{P_B}{w_a \cdot w_{ft}} \quad (A 4.6)$$

여기서 w_a : 한 조의 스트립 단면적

w_{ft} : 늑근의 허용인장응력도

철골 선단부 $\alpha \cdot s \cdot l$ 의 구간에 있어서 전단설계는 배근된 스트립 본수가 상기 식의 본수를 만족시키지 못할 경우에는 부족분을 $\alpha \cdot s \cdot l$ 부분에 추가한다. 그림 A 4.3 (a)에서와 같이 지압응력 전달을 위해서 스트립 압축영역 응력의 수평성분에도 저항할 필요가 있기 때문에 폐쇄형으로 한다. 같은 그림 (b)에 나타난 것과 같이 지압응력이 집중하는 구간 $\alpha \cdot s \cdot l$ 의 양측 45° 의 영역에 포함되는 스트립도 지압전달에 유효하다. 그러므로 스트립을 추가하면 $\alpha \cdot s \cdot l$ 의 구간에서 철근 상호간의 틈이 최소규정보다 작게 되는 경우를 $\alpha \cdot s \cdot l + 2d_1$ (d_1 = 철골하부 플랜지와 상단 철근간의 거리)의 구간내에 이러한 철근을 배근해도 좋다. 그림 A 4.3의 응력전달 메카니즘에서는 지압응력의 대부분은 하부 플랜지에서 지지시키기 때문에 전(全) 지압력 P_s 를 하부플랜지가 지지하기도 하고 압축영역의 경사를 무시하면 압축영역의 폭 b_c 는

$$b_c = \frac{P_B}{\alpha \cdot s \cdot l \cdot f_B} \quad (A 4.7)$$

여기서, f_B : 콘크리트의 허용지압응력도

철골플랜지 R부 개시점에서의 휨모멘트를 플랜지판의 전 소성 휨모멘트를 초과하지 않으면 되므로 소요한 플랜지 두께는

$$t_f \geq \sqrt{\left[\frac{2f_B}{s_{ft}} \right] \cdot \left[\frac{b_c}{2} - r \right]} \quad (A 4.8)$$

여기서, s_{ft} : 플랜지의 허용인장응력도

r : 웨브 필렛 R부의 반경

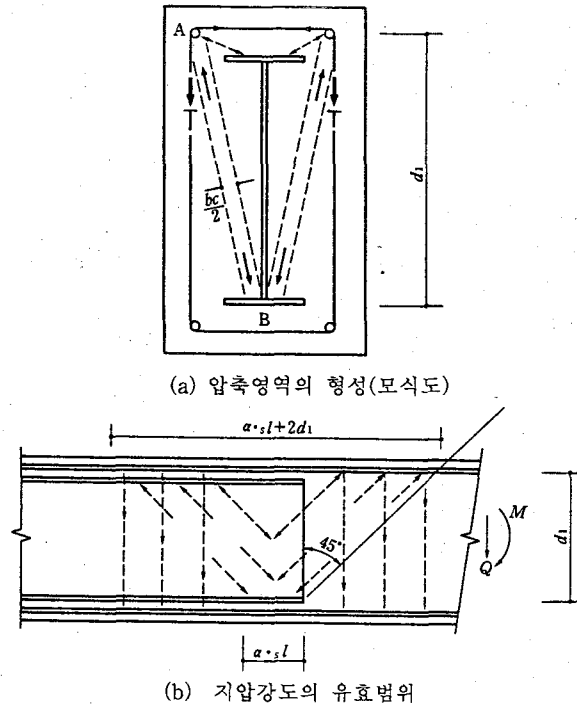


그림 A 4.3 지압응력의 전달메카니즘

주각(기초)부에 비하면 철골에 대한 콘크리트의 피복두께가 두드러지게 작기 때문에 단기허용지압응력도는 $f_b = F_c = 0.210(t/\text{cm}^2)$ 로 하고 철골을 H-604 $\times$ 200 $\times$ 11 $\times$ 19 (SM 490), $r = 22\text{mm}$, $s \cdot l = 120\text{cm}$, $a = 1/3$ 로 하면 단기응력에 대해서 $t_f > 12\text{mm}$ 가 되어 (A 4.8)식은 만족된다.

2. 웨브만 접합된 이음의 설계

그림 A 4.4에 철골 웨브만 접합된 이음부에서의 응력전달 메카니즘 등을 나타낸다 (단, 웨브의 휨내력은 무시하고 있다). 같은 그림 (a)에 나타난 철골부의 휨강도의 부족분 ΔM 을 RC 부를 통해서 철골부에 전달시킬 필요가 있다. 응력전달 (S $\rightarrow$ RC $\rightarrow$ S)메카니즘으로서 같은 그림(c), (d) 및 그 조합이 가능하다. 그림 (c)는 철골 - RC 사이의 응력전달을 철골 웨브의 접합, 부착 및 마찰력(지압력 $\times$ 마찰계수)에 기대할 경우이고, 그림 (d)는 응력전달을 지압만으로 기대하는 경우이다.

a) 보강철근의 산정

이음에서의 철골부의 휨강도 감소분 ΔM 을 RC부로 부담하기 위해서 필요한 보강 철근량 및 소요 정착길이는 1. a)에 따르면 된다.

b) 전단보강

지압응력 분포를 단형으로 가정하면, RC 부의 부가 전단력의 최대값은

$$\Delta Q = \frac{2 \cdot \Delta M}{l} \quad (\text{A } 4.9)$$

여기서, l : 이음위치에서 보강철근의 끝까지의 거리

RC 부는 이와 같이 부가 전단력을 포함한 전단력에 대하여 전단보강을 한다.

c) 철골 ~ RC사이의 응력전달 검토

- 철골 ~ 콘크리트 사이의 부착에 기대하는 경우

플랜지 응력을 철골 플랜지의 부착으로 전달할 수 있으면 되기 때문에 부착에 대한 검토는 다음 식에 따른다.

$$s_{fa} \geq \frac{\Delta M}{s_{bd} \cdot l \cdot b_f} \quad (A 4.10)$$

여기서, s_{fa} : 철골 플랜지의 허용부착응력도

s_{bd} : 철골 플랜지 중심간 거리

b_f : 철골 플랜지 폭

상기 식이 만족되지 않는 경우에는 스티드를 용접하는 것이 좋지만 스티드가 배근 작업에 장애가 되는 경우가 있다.

• 지압에 기대하는 경우

지압응력 전달용의 스티럽, 철골 플랜지의 두께 검토는 1. c)에 준한다. 단, 지압합력 P_B 는 (A 4.9)식에서 주어진 부가 전단력과 같고 동일 방향의 지압응력이 작용하는 구간은 $l / 2$ 이다

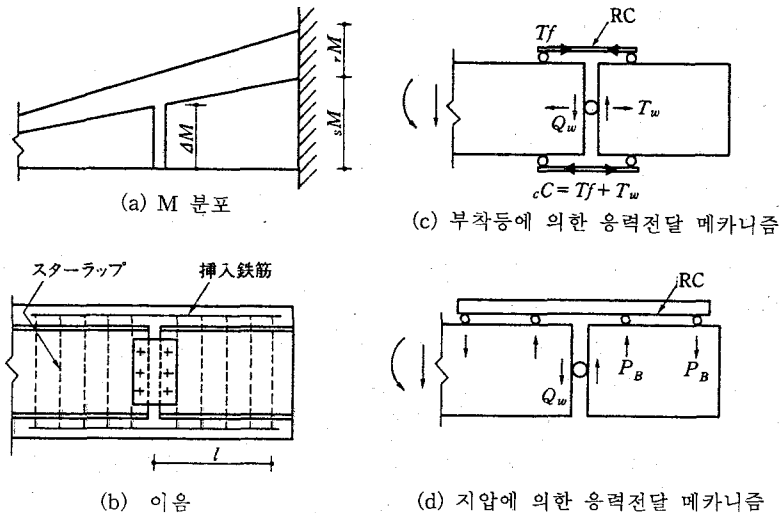


그림 A 4.4 철골 웨브만이 접합된 경우의 응력전달 형식

d) 이음부를 간략화 시킨 보의 재단부 강도에 대하여

재단부의 강도가 일반화 누가강도에 도달하기 위해서는 재단부에서의 철골부의 축방향 합력은 인장이 될 필요가 있다. 간략화 시킨 이음부에서의 응력전달을 그림 A 4.4(c)에 나타난 응력전달 메카니즘에 기대하는 경우 양적으로는 웨브의 이음 강도에 관계가 있지만 축방향 응력의 전달이 가능하다. 대칭단면의 철골을 내장하는 구형단면보 혹은 T형보에서 슬래브측이 휨 인장이 되는 경우 중립축은 철골 웨브내에 위치하는 경우가 많기 때문에 플랜지의 이음이 생략되어 웨브 이음부가 $s_{aw} \cdot s_{ft}$ (s_{aw} = 철골웨브의 단면적, s_{ft} = 철골의 허용인장응력도)에 저항할 수 있도록 설계되어 있다면 일반화 누가강도 또는 이에 비슷한 강도가 재단부에서 발휘될 수 있다.

参考文献

付 A 4.1) 福知保長：弱い鐵骨繼手をもつ梁の補強效果，鐵骨鐵筋コンクリート構造の合理的配筋設計法の開發研究（研究代表者，福知保長），pp. 139-162, 1989. 3

부록 A5. SRC~RC 교체부의 실험^{2.7.7)}

1. 목적

SRC~RC 교체부에서는 어느 정도의 기둥 철근을 추가하면 파괴가 교체부에서 생기지 않고 보 단부 SRC 부분에 힌지가 생기는지, 내력은 어느정도 평가할 수 있는지 또는 RC 에서 SRC 로의 응력전달은 어느정도 되는지를 실험적으로 조사한다.

2. 시험체

그림 A 5.1의 B 시리즈가 시험체이다. J 에서 왼쪽은 B 시리즈에서는 형강을 붙인 경미한 SRC 구조로 되어 있지만, A. 시리즈에서는 RC 구조로 되어 있다. 재료의 기계적 성질을 표 A 5.1과 같다.

3. 제하방법

부록 D 4와 거의 동일하기 때문에 생략한다.

4. 실험결과

P- δ 곡선과 그림 A 5.2와 같다. 실험결과는 표 A 5.1에 계산치와 함께 나타낸다. 결과를 정리하면 다음 식과 같다.

1) 교체부의 RC 단면에서 보 단부가 내력에 도달할 때 휨모멘트의 110%까지 견딜 수 있도록 배근을 시키면 내력적으로 RC 보와 동등하다.

2) 교체부의 RC 단면에서 파괴가 생기지 않고 보 단부에 힌지가 생기고 변형능력을 SRC 보와 동일하게 하기 위해서는 보 단이 내력에 도달할 때 휨모멘트의 140% 정도에 견딜 수 있는 주근량으로 할 필요가 있다.

3) RC 에서 SRC 로의 응력전달은 스트럽에 의해 전달할 수 있다. 소요 스트럽량을 그림 A 5.3 처럼 철골에 전달해야 할 휨모멘트가 교체부 철골 선단의 소요 지압길이에 분포하는 등분포하중이라 생각할 수 있고, 거기에 필요한 양이 결정되면 안전측으로 평가 된다.

4) B 시리즈에서는 재단의 휨 내력은 일반화 누가강도식에 의한 수치까지 상승하지만 A 시리즈에서는 단순 누가강도식에 의한 수치까지만 시행하였다. 이것은 B시리즈에서는 C형강의 철골이 재단에 고정되어 있기 때문에 SRC 부분의 철골에 인장력이 생기지만 A 시리즈에서는 스트럽 단독에 의한 응력전달로 연직변형의 구속만이 행해져 철골에 인장력이 생기지 않기 때문이라고 생각된다.

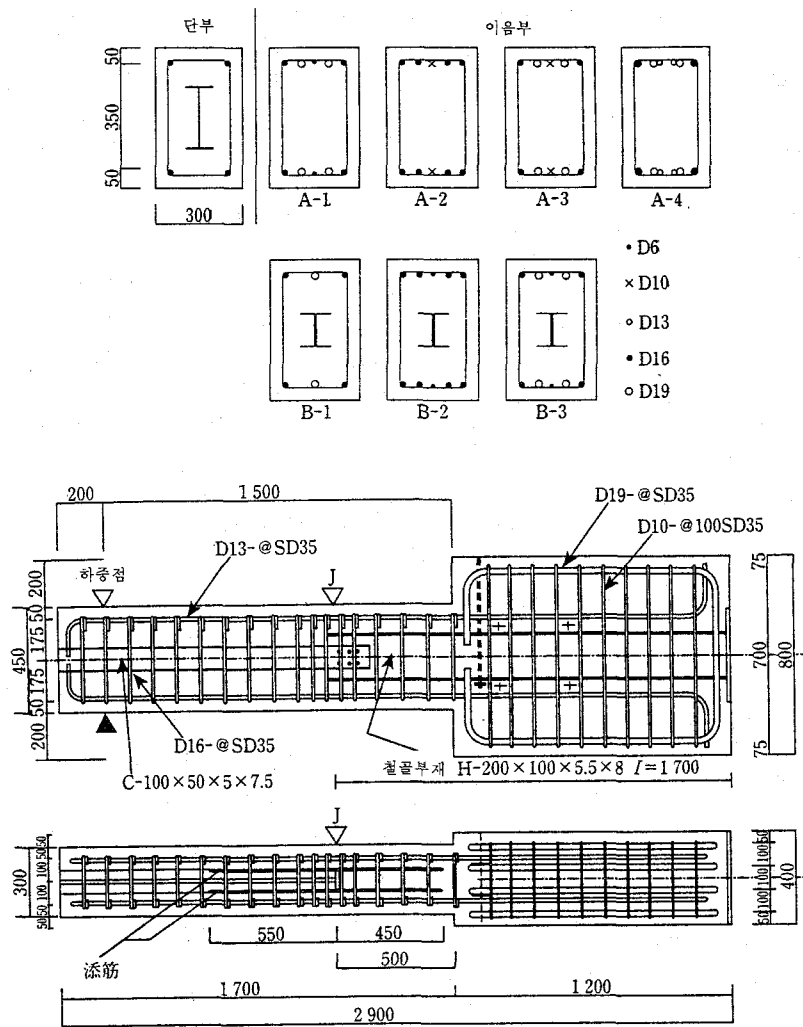


그림 A 5.1 시험체

표 A 5.1 재료의 기계적 성질

	콘크리트	강재		철근				
		PL - 5.5	PL - 8	D6	D10	D13	D16	D19
Fc or σ_y (kg/cm ²)	239	3400	3550	4220	4320	4130	3930	4000
σ_b (kg/cm ²)	-	4470	4990	6340	5920	5400	5690	6210
Y (%)	-	76.1	71.1	66.6	73.0	76.5	69.1	64.4
E (t/cm ²)	205	1866	2038	2156	2199	2188	2154	1978

표 A 5.2 시험체의 실험값과 계산값

시 험 체	BP	P_{max}	P_{uo}	P_{uj}	P_{max}/P_{uo}	P_{uj}/P_{uo}
A - 1	J	9.00	8.60	9.61	1.05	1.10
2	E	8.58	8.60	12.02	1.00	1.40
3	E	8.55	8.60	14.58	0.99	1.70
4	E	9.19	8.60	17.18	1.07	2.00
B - 1	J	11.98	12.63	14.19	0.94	1.10
2	E	12.70	12.63	18.30	1.00	1.45
3	E	13.60	12.63	20.86	1.07	1.65

B P : J는 교체부파괴, E는 재단파괴, P_{max} : 실험최대내력
 P_{uo} : 재단의 내력 계산값 (A에서는 단순누가, B에서는 일반화 누가)
 P_{uj} : 교체부 내력

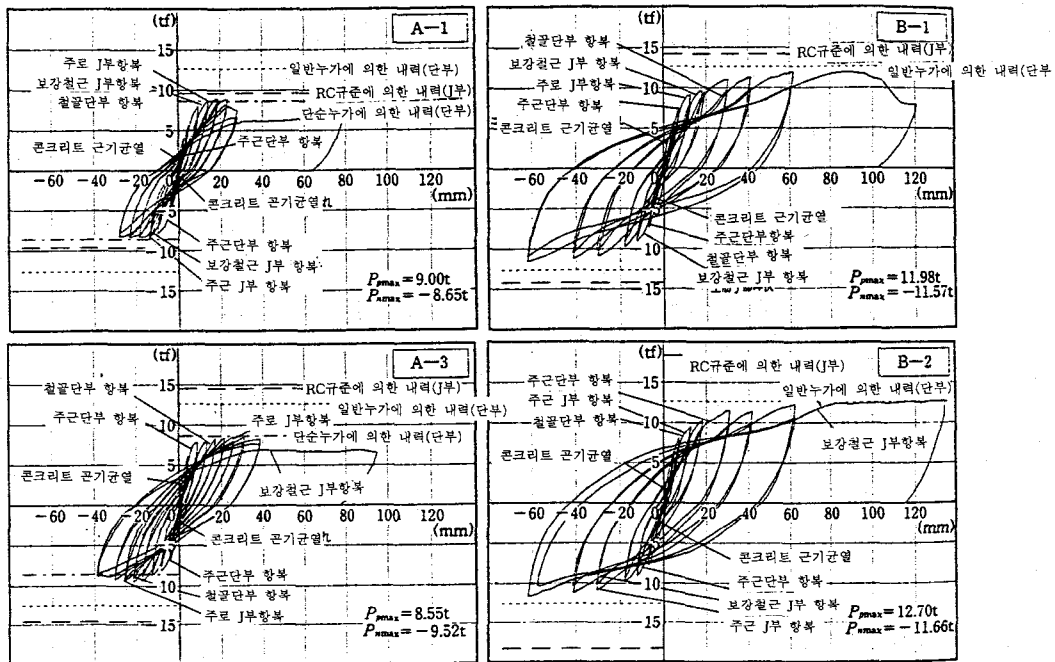


그림 A 5.2 P~ δ 곡선

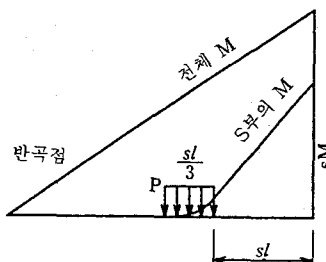


그림 A 5.3 스터립에 의한 응력전달

부록 A6. 기둥·보의 묶음철근의 사용

SRC 조에서는 기둥, 보 부재에 묶음철근을 사용하고 있는 예는 지금까지 거의 없고 설계 또는 시공면에서의 검토도 거의 되고 있지 않다. 묶음철근을 사용함에 있어서 어려움은 묶여진 철근 한개의 주장이 작게 되고 부착 내력이 감소하는 것이다. 정착길이를 할증하는 점, 가스압접을 사용할 수 없는 점 등에서 묶음철근 한본 한본을 순차적으로 중첩하여 묶어 이음으로써 결과적으로 주근의 이음부가 길게 되고, 기둥에서는 내부높이내에 이음부가 들어가지 않을 때도 있다. 그래서 SRC 조 부재에 묶음철근을 사용할 때는 기둥 철근의 전(全) 길이를 사용하지 않고 기둥 단부의 설계응력이 큰 부분에 첨가 철근으로 사용하여 첨가 철근과 주근을 묶어서 사용하는 방법을 생각할 수 있다. 이 경우 한본의 철근 주장은 유효주장으로 택하여야 한다.

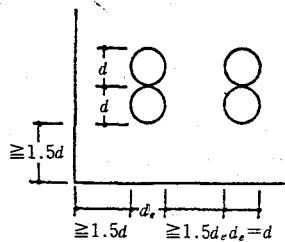
RC 구조물의 보 또는 기둥의 주근으로써 사용되는 묶음철근은 2본 또는 3본의 철근을 결속한 것으로 되어 있다. 묶음철근을 사용할 때의 제한 또는 주의점은 RC계산 규준(제 1판)을 참조하여, 정리하면 (1) ~ (4) 와 같이 된다.

- (1) 이형철근을 사용하고 D 25까지로 한다.
- (2) 묶음철근의 간격은 특별한 경우를 제외하고 2.5cm이상, 또한 유효 공칭직경의 1.5배이상으로 한다.
- (3) 겹침철근의 피복두께는 철근 1본의 공칭직경의 1.5배 이상이 바람직하다.
- (4) 겹침이음길이는 유효 겹침길이 (l_e) 이상으로 한다.

$$l_e = \frac{\psi}{\psi_e} \cdot l = \begin{matrix} 1.22 l & \dots\dots 2\text{본 묶음} \\ 1.54 l & \dots\dots 3\text{본 묶음} \end{matrix}$$

여기서, ψ : 철근 1 본의 공칭주장

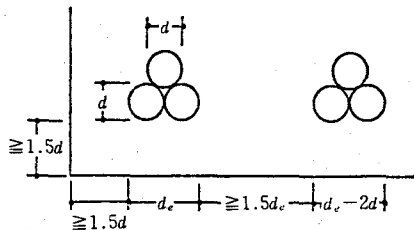
ψ_e : 묶음철근으로 했을때 철근 1 본의 유효주장



(a) 2본 묶음철근

$$\psi_e = \left(\frac{\pi}{2} + 1 \right) d = 0.82\psi$$

包絡線



(b) 3본 묶음철근

$$\psi_e = \left(\frac{\pi}{3} + 1 \right) d = 0.65\psi$$

包絡線

d_e : 유효공칭직경
 ψ_e : 묶음철근 1본의 유효주장
 ψ : 철근 1본의 공칭주장

그림 A 6.1 묶음철근의 유효공칭직경과 공칭주장

여기서, 유효공칭직경이란 묶음철근의 겉보기 치수이고 묶음철근의 단면적과 등가 단면적의 직경은 아니다.

표 A 6.1에 D19 ~ D25 까지의 묶음철근과 등가단면적을 가진 등가철근직경과 표 A 6.1에 의한 유효주장의 합계, 등가철근의 주장은 계산한 표를 나타내고 있으나, 묶음철근의 유효주장을 사용할 경우는 그 어느 것을 사용해도 좋다.

표 A 6.1에 의하면 묶음철근의 유효주장은 그것과 등가한 철근 직경의 주장보다도 크게 되고 본문(2) 와 같이 취급해도 좋다는 것을 알 수 있다. 겹침이음길이나 묶음 철근 중 1본의 철근에 대한 주장은 그림 A 6.1과 같이 2본일때 $\phi_e = 0.82 \phi$, 3본일 때 $\phi_e = 0.65 \phi$ 를 사용한다. 묶음철근을 종합하여 평가할 경우는 표 A 6.1의 ϕ_e 또는 등가철근의 주장을 사용하는 것이 좋다. 보 또는 기둥 부재에 묶음철근을 사용할 때는 내장된 철골이 있으므로 보 주근, 기둥 주근을 반드시 연속으로 생각할 필요는 없다. 보 또는 기둥의 재단 모멘트에 의해 결정되는 철근량을 2본 또는 3본의 묶음철근으로서, 그 일부를 부재 도중에서 중지하고 나머지 1본 또는 2본을 부재길이에 걸쳐 배근해도 된다.

그림 A 6.2에 보 주근에 묶음철근을 이용한 예를 나타낸다. 보의 X, Y 방향중에서 X방향 보의 상단근에 수직의 2본 묶음철근을 이용한 예이다. 보에 묶음철근을 사용할 경우에는 보 단면의 철골 피복두께와 철근의 중심위치 및 기둥-보 접합부의 마무리가 문제가 된다. 중층 구조물의 보에서는 단부에서 설계모멘트가 크기 때문에 모서리의 주근에 철근보강을 하여 단부 철근을 묶음철근으로 하는 방법을 생각할 수 있다. 이 경우 수평나열로 하면 보폭이 크게 되기 때문에 SRC 구조의 배근으로써 부적당하다. 주근의 직경을 D 25 로 하면 철골 상단의 피복두께가 160 mm 필요하고 일반적인 피복 125~150 mm 보다 약간 크게 된다. 단부 하단을 1본의 철근으로 하면 하단 피복 140mm로 하므로써 지금까지 관용적으로 사용해온 단면치수를 변화시키지 않고 설계할 수 있다. 묶음철근이 되는 2번째 철근의 연장길이는 그림에 나타낸 것처럼 $l_0 / 4 + 15 d$, 또한 l_e 또는 l_{ed} 이상으로 한다.

표 A 6.1 묶음철근과 등가철근직경 및 유효주장

		등가철근직경 (cm)	단 면 적 (cm ²)	ϕ 또는 ϕ_e (cm)	등가 철근의 주장 (cm)
1 - D19		(1.91)	(2.87)	(6.00)	-
묶 음	2 - D19	2.70	5.74	9.84	8.48
	3 - D19	3.31	8.61	11.70	10.40
1 - D22		(2.22)	(3.87)	(7.00)	-
묶 음	2 - D22	3.14	7.74	11.48	9.86
	3 - D22	3.84	11.61	13.65	12.07
1 - D25		(2.54)	(5.07)	(8.00)	-
묶 음	2 - D25	3.59	10.14	13.12	11.29
	3 - D252	4.44	15.21	15.60	13.82

[주] ()안은 공칭직경, 공칭단면적, 공칭주장을 표시.

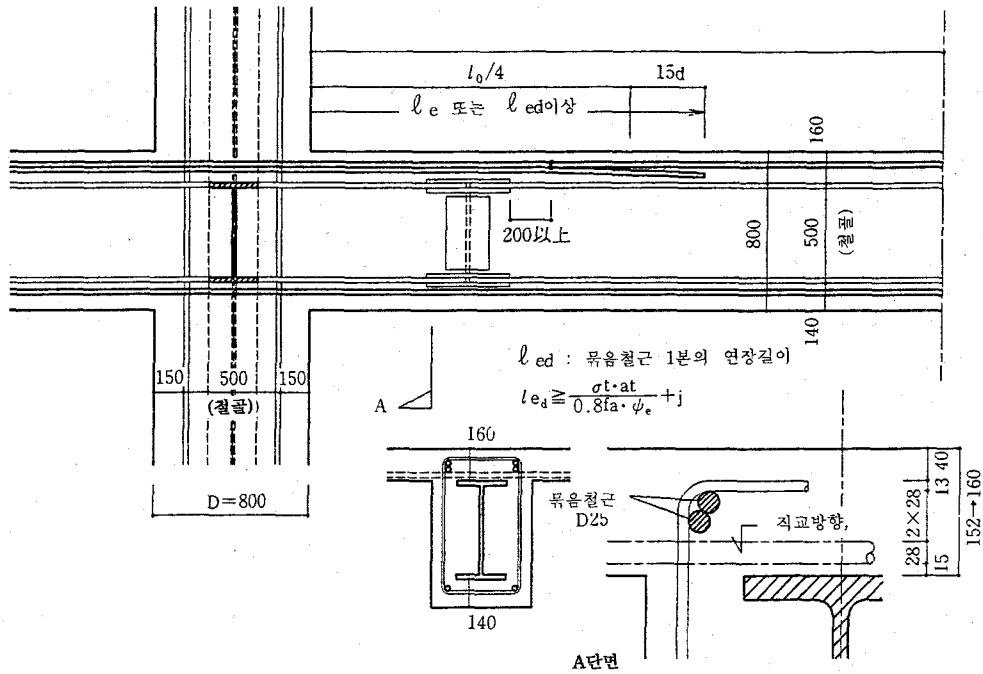


그림 A 6.2 보 주근으로 묶음철근을 사용한 예

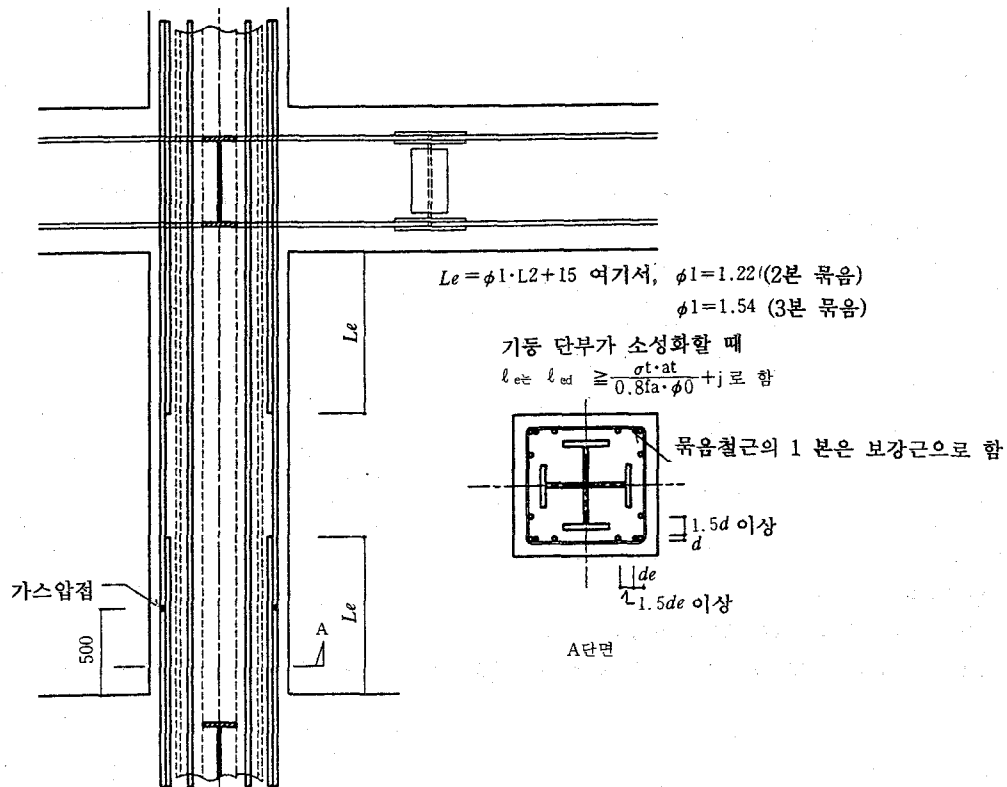


그림 A 6.3 기둥 주근에 2본 묶음철근을 사용한 예

그림 A 6.3은 기둥 주근에 2 본 묶음철근을 사용한 예이다. 보와 마찬가지로 부족한 철근량을 보완하기 위해서 첨가철근으로써 묶음철근으로 한 예이다. 기둥·보 골조의 붕괴메카니즘이 보 항복형이고, 기둥에 항복현상이 발생하지 않을 경우의 첨가철근의 연장길이는 그림에서 나타난 것처럼 $l_e = L_2(\text{정착길이}) + 15d$ 로 한다. 그러나, 1층 주각부 등 항복현상이 발생할 경우는 그림 A 6.2에 나타난 l_{ed} 이상을 한다.

그림 A 6.3은 기둥 주근에 2 본 묶음철근을 사용한 예이다. 보와 마찬가지로 부족한 철근량을 보완하기 위해서 첨가철근으로써 묶음철근으로 한 예이다. 기둥·보 골조의 붕괴메카니즘이 보 항복형이고, 기둥에 항복현상이 발생하지 않을 경우의 첨가철근의 연장길이는 그림에서 나타난 것처럼 $l_e = L_2(\text{정착길이}) + 15d$ 로 한다. 그러나, 1층 주각부 등 항복현상이 발생할 경우는 그림 A 6.2에 나타난 l_{cd} 이상을 한다.

기둥 주근에 2 본 묶음철근 및 3 본 묶음철근을 사용한 경우의 단면형상을 그림 A 6.4에 나타냈다. 3 본 묶음철근은 기둥에 사용하면 첨가철근을 사용한 겹침이음에서는 이음길이의 총 길이가 보통 철근의 겹침길이의 4배가 되기 때문에 시공상 거의 불가능하게 되어 기둥 단부에 이음부를 만든다. 따라서 2본 묶음철근까지로 하는 것이 좋다.

SRC조 기둥에 2본 묶음으로 배근하는 경우는 그림 (a)의 첨가철근을 이용해서 2본의 철근을 겹침이음으로 구성하는 방법과 그림 A 6.3에서 처럼 기둥 단부의 필요부만 묶음 배근하는 방법이 있다. 그림 A 6.3에서 모서리부를 가스압접 하기 위해 압접코브가 첨가철근에 방해되기 때문에 그라인더 갈기등을 하여 그 부분을 제거한다. 기둥 단부에서 첨가철근의 정착길이가 길어 상하 첨가철근이 간섭할 때는 단면의 X, Y 방향 교대로 배근하여도 무방하다.

묶음철근의 겹침이음에 대해서는 문헌 2.2.1) ~2.2.3)을 참조한다. 즉 스티럽, 띠철근에서도 묶음철근을 사용할 수 있다. 이 경우는 2본까지 한다.

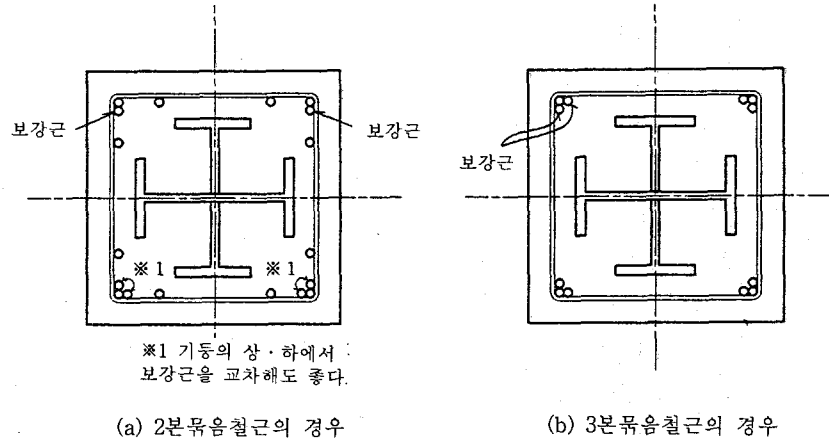


그림 A 6.4 기둥에 묶음철근을 사용한 경우의 단면

参考文献

2.2.1) 矢代秀雄：束ね配筋，建築技術 No. 223, 1970. 3

2.2.2) F. Leonhardt und E. Mönning Vorlesungen über Massivbau, (Dritte Auflage), 1977

부록 B1. 스티럽, 띠철근의 단부를 대상으로 한 후크 정착에 관한 실험

1. 실험목적

SRC 부재의 스티럽, 띠철근 말단부 후크 정착방법을 대상으로 보통 부재에서 행하여지고 있는 후크 정착의 정착성능을 포함해서 SRC 부재에 있어서 스티럽의 특수한 상황도 고려하여 후크 각도, 정착길이 및 정착형식 등을 변화시킨 후크 정착철근의 인발형식에 의한 정착실험을 행하여 정착성능에 대해서 실험적으로 검토한다.

2. 실험내용

실험체는 한 조의 스티럽을 배근한 정착철근의 인발시험체 (그림 B 1.1)와 SRC 부재를 상징한 슬래브가 있는 보 부재(플랜지를 본뜬 철판을 개재시켰다)에 각종 후크 정착방법 및 후크방향 등을 변화시킨 정착철근을 매립 인발한 것이다(그림 B 1.2).

정착철근으로는 D10, D13(SD 295, SD 345 급)을 사용하고, 후크 정착방법으로는 구부림내경 4d, 후크 각도 180° ~ 90° 의 4 종류, 정착길이는 4d~8d의 3종류이고, 콘크리트의 피복두께 3cm이며, 정착철근은 원칙적으로는 후크 정착 기점으로에서 가력축의 직선부분까지는 콘크리트와의 부착을 제외시킨다. 시험체 개수는, A 시리즈에서는 89 개, C 시리즈에서는 6 개, B 시리즈에서는 64 개이다. 사용재료의 성질은 보통 콘크리트의 시험시 $F_c = 197 \sim 295 \text{ kg/cm}^2$, 정착철근의 항복강도 $\sigma_y = 3450 \sim 3740 \text{ kg/cm}^2$ 이다. 가력방법은 오일 잭을 사용하고, 1방향 반복 가력하였다. A, C 시리즈에서는 1조 2본의 정착철근을 동시에 당기고 B 시리즈에는 1 본씩 순차적으로 당김. A 시리즈에서는 일부의 시험체에서 미리 콘크리트에 압축손상 (정착부의 부근에서 압축변형 0.1 - 0.3% 정도)을 주고 있다. 측정은 후크의 구부림 기점의 슬립을 제측하였다.

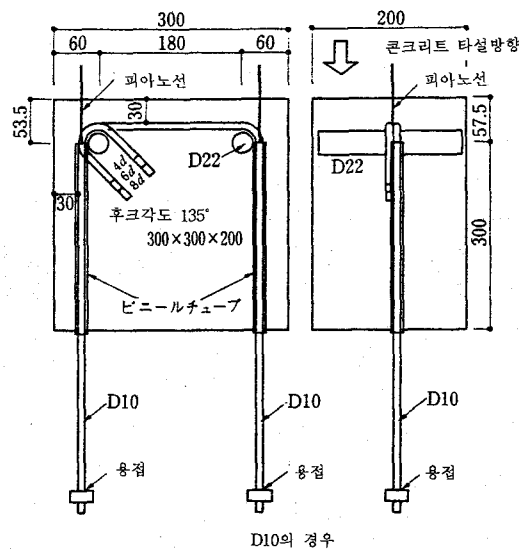


그림 B 1.1 시험체 형상 (A, C 시리즈)

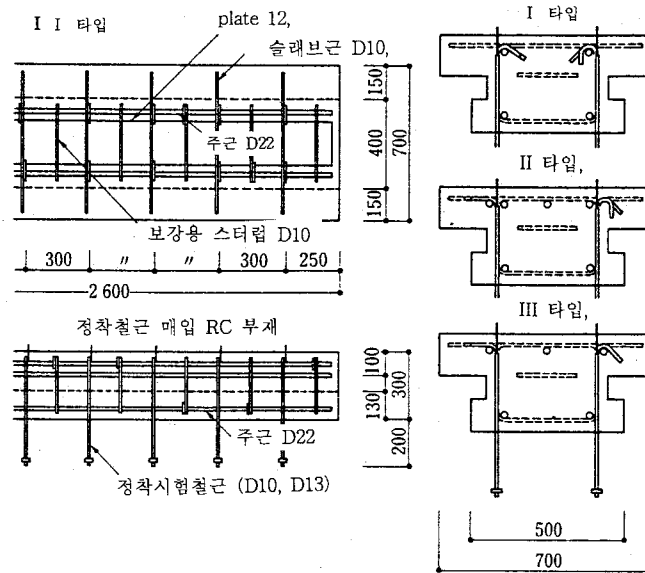


그림 B 1.2 시험체 형상 (B 시리즈)

3. 실험결과와 결론

그림 B 1.3은 정착강도와 후크 정착방법과의 관계에 대해서 각 후크 각도의 정착강도를 여장과의 관계로써 실험치를 도시하였다. 그림 B 1.4는 정착성능에 미치는 후크 정착방법의 영향을 정착응력 - 슬립 포락선으로 비교 도시하였다.

그림 B 1.5는 C 시리즈에 있어서 후크 정착방법에 대해서 비교 도시했다.

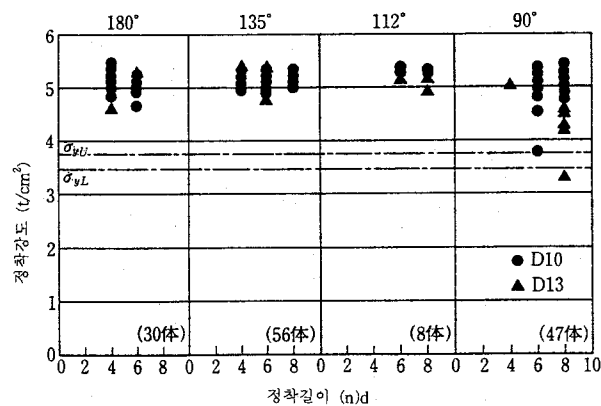


그림 B 1.3 각종 후크 정착방법에 의한 정착강도 실험치 (A, B, C 시리즈)

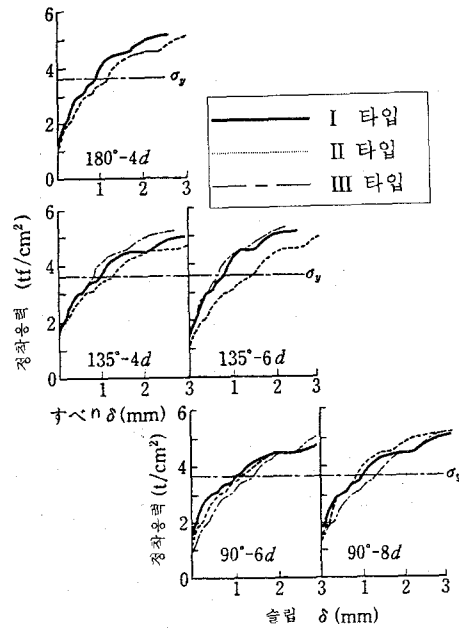


그림 B 1.4.1 정착응력, 정착부 슬립의 포락선
(B 시리즈 · 정착 형태의 비교 예)

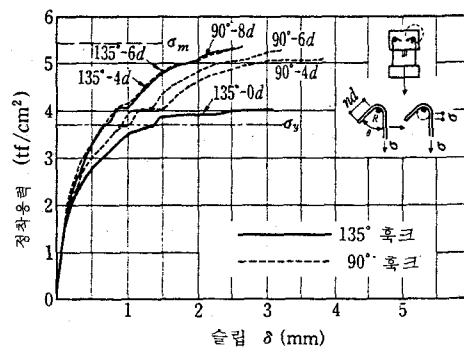


그림 B 1.4.2 정착응력-정착부 슬립의 포락선
(C 시리즈 · 후크 각도, 여장에 따른 비교 예)

표 B 1.1 정착성능에 미치는 후크 정착부 여장의 영향
(135° 후크의 경우)

사용 철근	F_c	σ_y	n = 4 d		n = 6 d		실 험 년 도
			σ	δ	σ	δ	
D10	197 ↕ 247	3.45	4.90	1.89	4.90	1.93	1987 A 시리즈
			4.96	2.09	4.96	2.20	
			4.94	2.78	5.03	1.79	
D13		3.54	/		4.85	4.20	
					5.12	5.82	
					5.19	3.79	
D10	207 ↕ 235	3.57	5.31	3.27	5.30	3.48	1988 A 시리즈
			5.20	3.00	5.23	2.66	
			5.20	4.18	5.14	3.74	
			5.14	3.78	-	-	
D13		3.74	5.13	5.49	5.35	3.37	
			5.09	3.64	5.20	3.03	
			5.43	3.88	5.25	4.47	
D10	207 ↕ 235	3.57	5.03	3.28	5.09	2.36	1988 B 시리즈
			5.13	3.10	5.28	2.58	
			5.13	2.66	5.23	2.96	
		3.74	5.26	3.44	5.11	1.96	
D10	295	3.69	5.25	2.20	5.17	1.89	
			5.24	2.48	5.14	1.43	

(주) F_c : kg/cm^2 , σ_y : t/cm^2 , n = 여장 (d는 정착철근의 직경)
 σ : 정착강도(t/cm^2), δ : 정착부 슬립(mm)

표 B 1.1는 135° 후크의 경우에 대해서 여장의 영향을 비교하였다. 이상의 실험결과로부터 다음 사항들을 알 수 있었다.

1) 정착강도는 정착철근의 항복강도를 초과하고, 전 시험체의 76 %의 정착강도는 거의 정착철근의 인장강도에 도달하고 있다. 정착철근 항복후에 슬립 파괴된 정착강

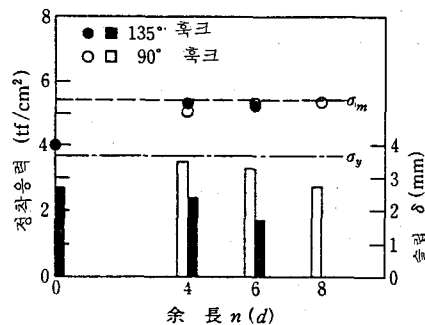


그림 1.5 후크 방법에 의한 정착강도, 정착부 슬립
과 정착부여장의 관계 (C시리즈)

도는 약 $1.2\sigma_y$ 이상으로, 경향은 90° 흑크정착에서 여장이 짧은 경우에서 볼 수 있었다.

2) 콘크리트 손상정도에 의한 정착강도의 저하는 정착방법에 따라 약간 보이지만 현저하지 않다.

3) 흑크 정착방법에 의한 정착강성의 경향에는 특히 유의성은 보이지 않지만 정착강도시에는 각 흑크정착에서 여장을 연장함으로써 정착강도가 높아지지만 현저하지는 않다.

4) 135° 흑크 여장 6d, 90° 흑크 여장 8d로 한 경우에는 주근에 걸쳐서 슬래브내 정착에도 보통 주근에 걸친 보 내부 정착과 동등이상의 정착강성이 기대 될 수 있다는 것이 인정되었다. 표 B 1.1에 의해 135° 흑크 정착에서는 정착강도에 미치는 정착길이 4d와 6d의 차이는 거의 없다.

부록 B 2. 스티럽, 띠철근의 흑크 정착강도

스티럽, 띠철근의 말단부에 설정된 흑크 정착에 슬립이 발생하였을 경우의 정착강도에 영향을 미치는 인자로서 다음의 3가지에 대해서 검토한다.

1. 철근의 흑크 기점의 소성 휨 복원 및 구부림부 최종점의 소성 휨에 필요로 하는 인장력
2. 흑크 기점에서 정착부 끝까지의 부착강도
3. 여장의 들려짐 동작을 억누르는 피복콘크리트의 편칭전단강도

3.에 대해서는 피복두께가 충분히 있으면 정착강도 1+2로 생각할 수 있다.(흑크내에는 직교철근(주근)이 있기 때문에 흑크내 콘크리트의 국부압괴는 하지 않는다. 또한, 흑크내에서의 철근의 마찰저항은 무시하는 것으로 가정한다.)

1.에 대해서는, 흑크 가공한 철근의 흑크부를 구부린 내경과 같은 직경의 편에 걸쳐 인장시험을 했다. 시험철근은 D 13, D 10의 고강도 이형철근, 13 ϕ , 9 ϕ 의 고강도 원형철근(이형, 원형철근 모두 $\sigma_y = 7.2 \sim 8.0 \text{ t/cm}^2$ 정도) 및 SD 295 의 D 13, D 10 ($\sigma_y = 3.7 \text{ t/cm}^2$ 정도) 와 SR 295 의 13 ϕ ($\sigma_y = 3.5 \text{ t/cm}^2$ 정도) 을 사용하고, 흑크 구부린 내경은 42mm, 52mm, 62mm (3.2d - 4.8d) 로 하고 있다. 실험결과에서 흑크의 구부린 내경(R)과 인발력(N)의 관계에 대해서 아래 식을 얻었다.

$$N = (0.29-0.43R) \cdot N_y$$

여기서, N : 인장력

N_y : 항복강도

R : 흑크 구부린 내경(철근 호칭직경의 배수)

상기 식에서 구부린 내경을 4d 로 하면 흑크 기점의 복원휨력 $N = 0.12 N_y$ 정도가 된다. 또한, 구부린 종점의 소성휨 가공력이 동시에 포함될 경우, 실험에서는 상기의 2배이상의 값을 얻을 수 있다.

이상에서 흑크 철근의 슬립에 의한 상기 1항의 인장력은 $\sigma = 0.24\sigma_y$ 정도로 말할 수 있다.

한편, 흑크 정착부에서 콘크리트와의 부착을 제거했을 경우의 흑크 정착철근의 인발실험(문헌 2. 3. 1)에서는, $\sigma = 0.38-0.58\sigma_y$ 를 얻었지만, 이 경우에는 휨 복원, 소성 휨 가공에 의한 $0.2\sigma_y$ 외에 흑크부의 미끄럼 마찰력이 추가하는 것을 생각할 수 있다.

2.에 대해서는 (문헌 2. 3. 1)의 실험결과에 의해 D 13에서 90° 흑크의 경우($F_c=210 \text{ kg/cm}^2$) 흑크 구부러진 기점에서 여장 끝까지의 소요 정착길이(부착길이) L은 부착 응력으로는 90° 흑크의 경우는 균열이 있다고 하고, 藤井・森田¹⁾식에 의한 부착강도를 이용하면 $\tau_b = 49 \text{ kg/cm}^2$ 가 된다.

흑크 기점에서 여장 끝까지의 부착길이 L (nd)로 해서

$$L = \sigma' / 4\tau_b = 2280 / (4 \times 49) = 11.6(d) < 3.9 + 8 \\ = 11.9 (d) \leftarrow (90^\circ \text{ 흑크, 여장 } 8d \text{의 } L) \text{가 된다.}$$

또한, D 13에서 135° 흑크의 경우($F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$)에는 135° 흑크의 경우의 부착응력은 매스콘크리트중의 부착으로서 $0.4 \sim 0.5 f_c$ 정도로 하고, $\tau_b = 56 \sim 75 \text{ kg/cm}^2$ 으로 하면,

$$L = 2280 / (4 \times 56 \sim 75) \\ = 10.2 \sim 7.6 (d) < 5.9 + 4(d) \leftarrow (135^\circ \text{ 흑크, 정착길이 } 4d \text{ 의 } L)$$

[흑크 정착철근의 인발실험에서는 135° 흑크의 경우 $\tau_b / F_c = 0.5 \pm 0.05$ (D 13)을 얻을 수 있다].

이상의 고찰을 참고하여 ($f_t = 4000 \text{ kg/cm}^2$, $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$)의 경우, 흑크 기점에서 전달해야 하는 응력을 $0.4 f_t$ 정도로 설정하고, 흑크부의 길이+여장으로 충분한 길이로 한다. 그 경우 부착강도 τ_b 는 135° 흑크에서는 매스콘크리트 중의 부착으로써 $0.4 \sim 0.5 f_c$, 90° 흑크에서는 균열을 각오하고 藤井・森田식을 따른다.

$$135^\circ \text{ 흑크 } L = 1600 / (4 \times 56 \sim 75) \\ = 7.1 \sim 5.3 \times 1.2 (\text{안전율}) = 8.52 \sim 6.4 < 9.9 (d) \\ 90^\circ \text{ 흑크 } L = 1600 / (4 \times 49) \\ = 8.2 \times 1.2 = 9.8 < 11.9 (d) \text{가 된다.}$$

따라서 135° 흑크에서는 여장 $n = 4d$, 90° 흑크에서는 여장 $n = 8d$ 로 해도 되는 것이다.

[주] 1) $\tau_u = [0.307b_i + 0.427 + 24.9k \cdot a_w / (\chi \cdot n \cdot \phi)] \cdot \sqrt{F_c}$

여기서, $b_i = 1.73(2 \cdot C_{mix} / d_b + 1)$

$$k = 0$$

$$F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

부록 C 1. SRC 구조 기둥-보 접합부의 전단보강법

1. 실험목적

SRC 구조의 기둥-보 접합부의 전단보강법으로 보통 행해지고 있는 보 웨브에 구멍을 뚫고 띠철근을 배근하는 것은 기둥-보 접합부에서는 기둥, 보의 주근이 교차하고 있기 때문에 상당히 곤란한 작업이 된다. 본 연구의 목적은 보 웨브에 대근을 관통시킨 현행의 배근설계법에 대신해서 SRC 구조의 역학적 특성을 살리는 전단보강법을 생각하고 그 유효성을 확인하는 것이다.

2. 실험방법

실험체는 십자형 골조이고, 그림 C 1.1에 나타난 것처럼 기둥에 일정 축력을 보 재단에 역대칭 하중을 정부 반복시키면서 재하하였다. 실험변수는 십자형 골조의 기둥-보 접합부의 전단보강법을 여러가지 변화시킨(접합부에서의 띠철근의 유무, 접합부에서의 주근 좌굴 구속근의 유무, 직교방향 보의 유무) 총 7개의 시험체에 대하여 실험을 하였다(그림 C 1.2 참조).

접합부의 상세는 그림 C 1.3 와 같지만, 시험체 H 0, H 1, H 2 의 접합부는 띠철근비가 각각 0, 0.5, 1% 가 되는것, W 01 은 띠철근비가 0.5%의 H 1 과 같은 전단내력이 되도록 철골 판넬을 더블 플레이트로 보강하고, 띠철근은 넣지 않은것, W 1, W 2는 W 01 과 같은 더블 플레이트로 보강시키고, 또한 기둥 주근에 대해서 좌굴 보강근을 배근한 것, W 02는 W 01와 같지만 직교보가 붙어 있는 것이다.

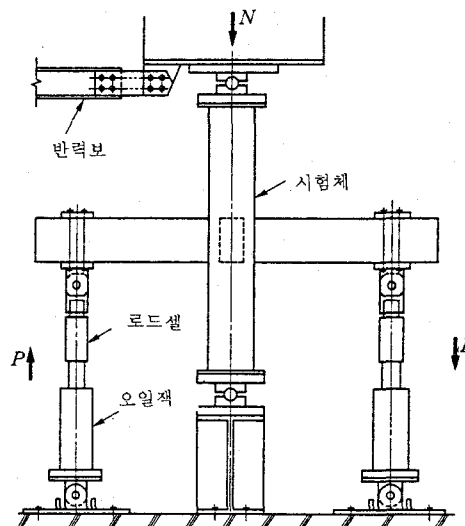


그림 C 1.1 시험체와 가력장치

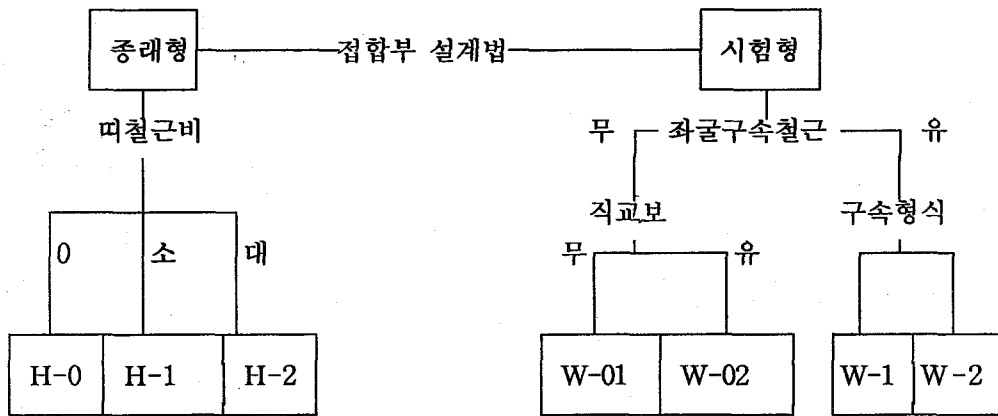


그림 C 1.2 실험조건

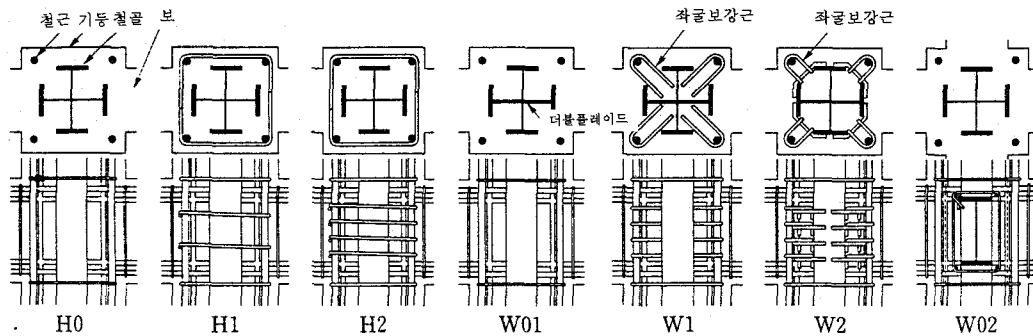


그림 C 1.3 접합부의 상세

표 C 1.1에 7개의 SRC 규준식에 의해 구한 접합부의 각 저항요소의 내력비를 나타내었다. 그림 C 1.4 는 보 단부에 가한 하중 P 와 가력점의 처짐 δ 의 관계 예를 보여주고 있다. 또한 그림 중에는 SRC 규준에 의한 보의 휨내력 및 접합부의 전단 내력에 대응하는 보 하중 bP_u , pP_u 와 보의 부재각 R 을 나타낸다. 그림 C 1.5-7 에 하중-변형관계, 에너지 흡수능력 및 루프의 형상에 미치는 띠철근량의 영향, 띠철근과 더블 플레이트에 의한 보강법의 비교, 기둥 주근 보강의 영향을 나타낸다.

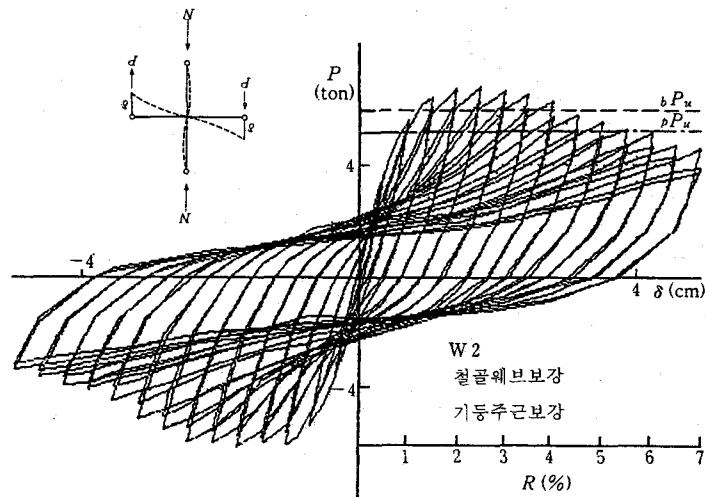
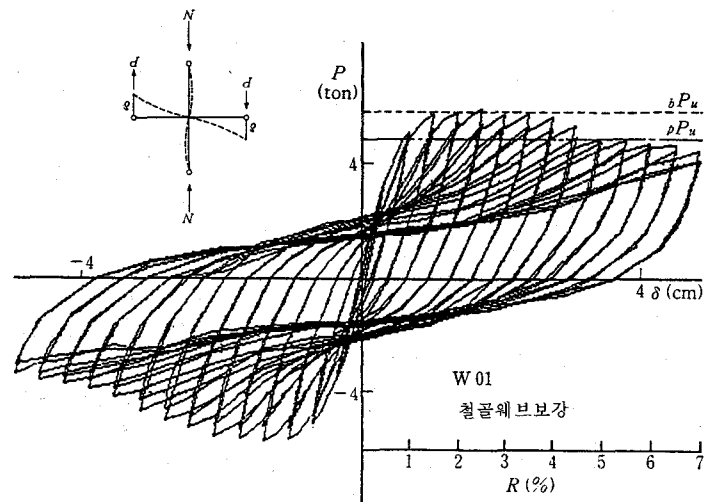
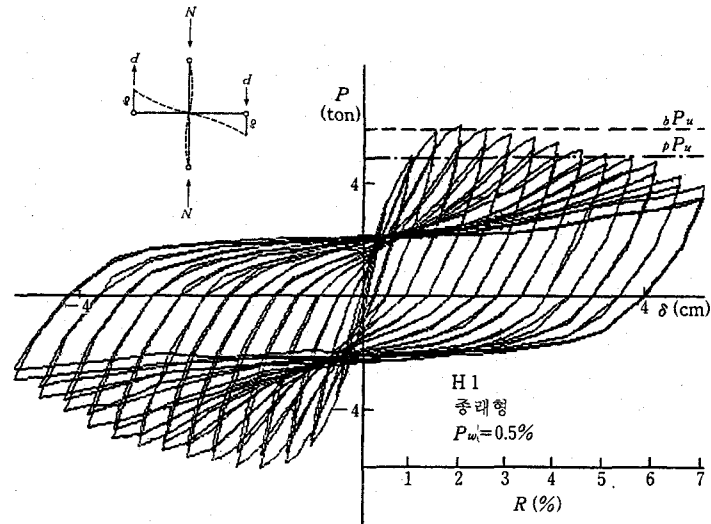


그림 C 1.4 보 하중 - 변위관계

표 C 1.1 접합부 저항요소의 내력비

시험체명	띠철근비 (%)	저항력분담비율 (%)			내력시의 부재각 (%)	실험 내력 ①	SRC기준에 의한 내력 ②	내력의 비교 ①/②
		S	R	C				
H-0	0.0	22.7	0.0	77.3	2	5.68	4.3	1.32
H-1	0.5	20.5	9.7	69.8	2	6.06	4.95	1.22
H-2	1.0	18.7	17.7	63.6	2.5	6.51	5.26	1.24
W-01	0.0	37.0	0.0	63.0	2.5	5.87	4.87	1.21
W-02	0.0	37.0	0.0	63.0	2.5	7.12	4.95	1.43
W- 1	0.0	37.0	0.0	63.0	3	6.05	5.05	1.20
W- 2	0.0	37.0	0.0	63.0	2.5	6.69	5.17	1.29

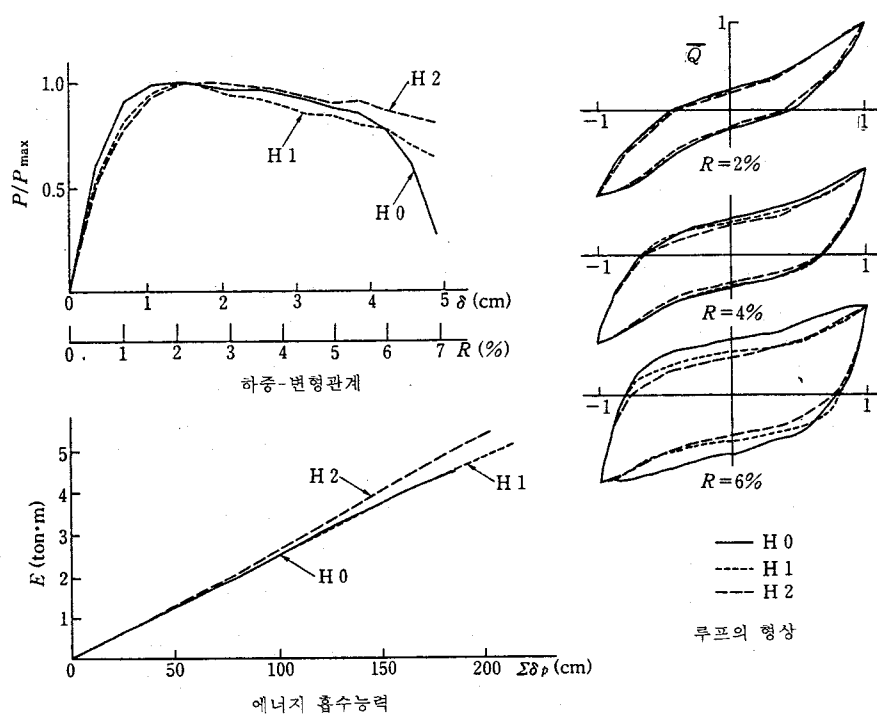


그림 C 1.5 띠철근량의 영향

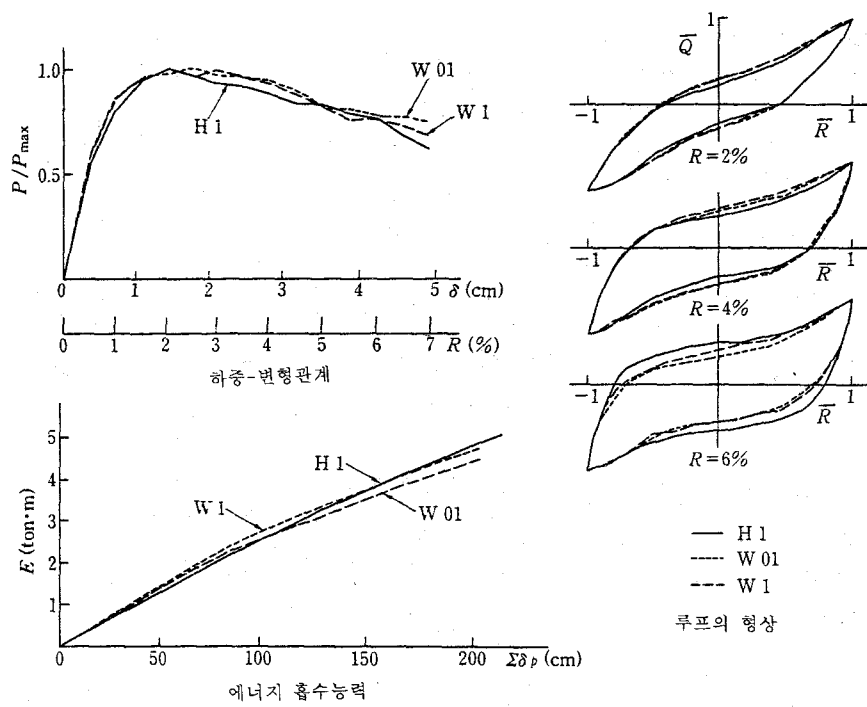


그림 C 1.6 띠철근과 더블 플레이트 보강법의 영향

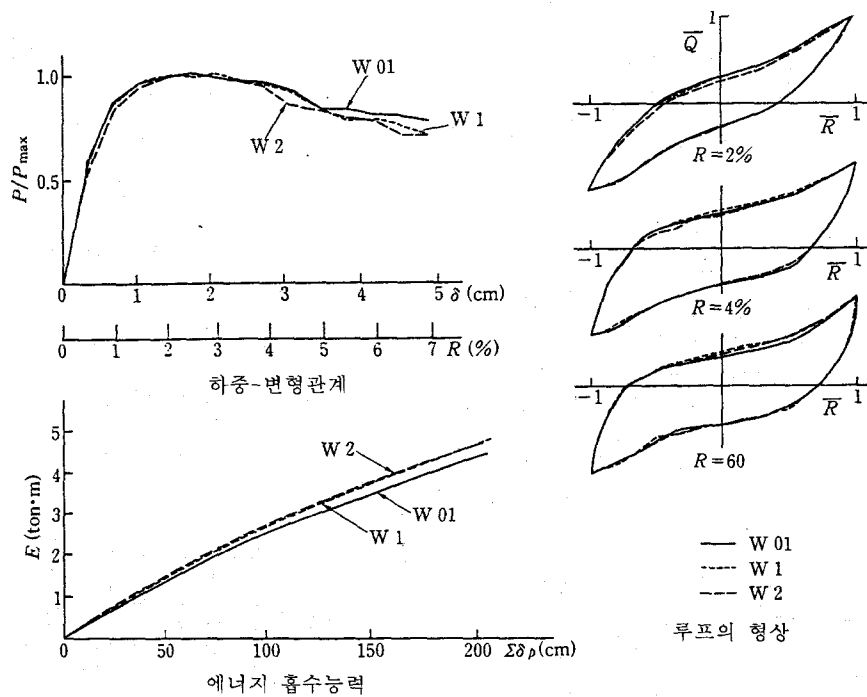


그림 C 1.7 기둥 주근 보강의 영향

3. 결 론

실험결과 다음과 같은 결과를 얻었다.

- 1) 철판 판넬부를 보강함에 따라 그다지 변형능력을 떨어뜨리지 않고 기둥-보 접합부에 띠철근을 넣지 않는 설계가 가능하다.
- 2) 기둥-보 접합부의 띠철근비가 0-1%의 경우 SRC 규준에 의한 접합부의 전단내력식에서 판넬부의 전단내력은 안전한 것으로 평가 할 수 있다.
- 3) 주근의 보강근은 내력, 변형능력의 증대에는 기여하지 않았다.
- 4) 직교보의 존재는 변형능력의 증가에는 현저한 영향은 주지 않았다.

부록 C 2. 연속스티프너형식 · SRC 기둥-철판 보 접합부

1. 목 적

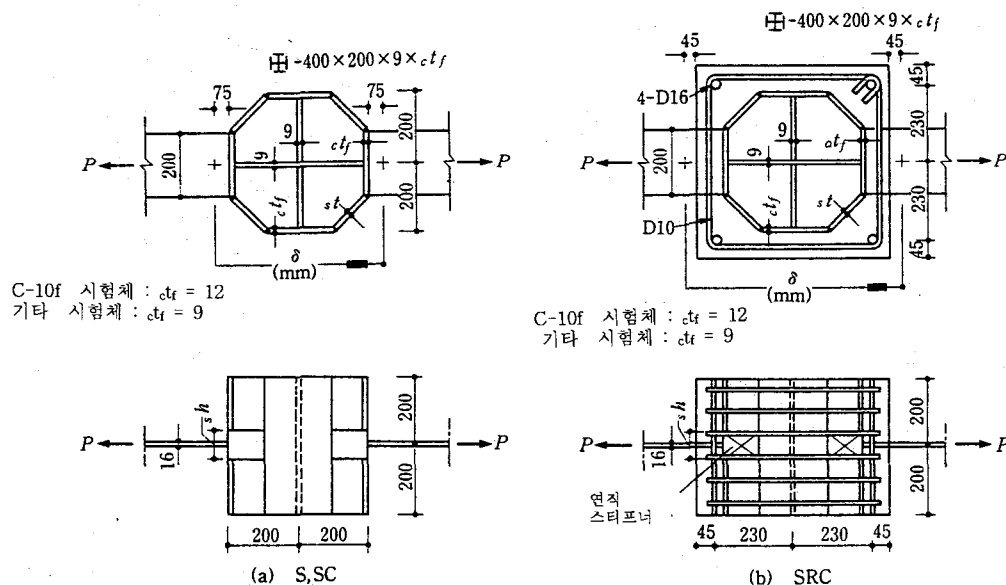
SRC 기둥-철판보의 접합부를 연속스티프너형식으로 보강했을 경우, 콘크리트의 충전성은 양호하고 용접시공의 가공 구멍수는 대폭 저감되는 등의 이점이 있다. 그러나 접합부에서의 역학적 거동에 대해서는 해명되지 않은 부분이 많기 때문에 실험적으로 조사한다.

2. 시 험 체

그림 C 2.1 과 같은 단면형상을 갖는 기둥-보 접합부의 부분 모델 시험체와 그림 C 2.2와 같은 단면형상을 갖는 골조 가구 시험체이다. 변수는 표 C 2.1 에서와 같이 설정하였다.

3. 재 하 방 법

부분모델 시험체는 그림 C 2.1 과 같이 보 플랜지를 단조인장 재하하고 골조가구 시험체는 그림 C 2.2 와 같이 보 단부에 역대칭의 정부점중 반복 재하를 하였다.



4. 실험 결과

기둥이 철골, 철골콘크리트 또는 SRC 이고, 보가 철골의 연직스티프너형식 기둥-보 접합부의 부분 모델 실험의 결과에서,

1) 기둥이 충전콘크리트가 없는 철골의 경우와, 충전콘크리트가 있는 철골콘크리트, SRC의 경우에서 접합부의 응력전달 메카니즘이 다르고, 연직스티프너는 전에서 면 외 휨 항복하고, 후자에서 인장 항복하고 있다(그림 C 2.3 참조)

2) 기둥이 철골콘크리트, SRC의 시험체에서는 연직스티프너 두께 및 기둥철골 플랜지 두께가 두꺼워지면 접합부 내력은 상승하지만, 연직스티프너 폭은 특정 폭이상 넓게 해도 접합부의 내력은 상승하지 않는다.(그림 C 2.5 참조).

기둥이 SRC, 보가 철골의 연직스티프너 형식의 십자형 골조 가구식 시험체에서,

1) 각시험체 모두 하중과 보플랜지 접합부의 국부변형의 관계는 방추형의 안정된 이력특성을 나타낸다(그림 C 2.5 참조)

2) 보단부 접합부의 전 소성내력은 부분 모델 시험의 결과와 같이 연직스티프너 두께 및 기둥철골 플랜지 두께를 두껍게 하면 상승한다. 또한, SRC 기둥과 보 플랜지 접합부는 보 플랜지의 인장측과 압축측에서 국부 변형성상에 큰 차이는 인식할 수 없다.

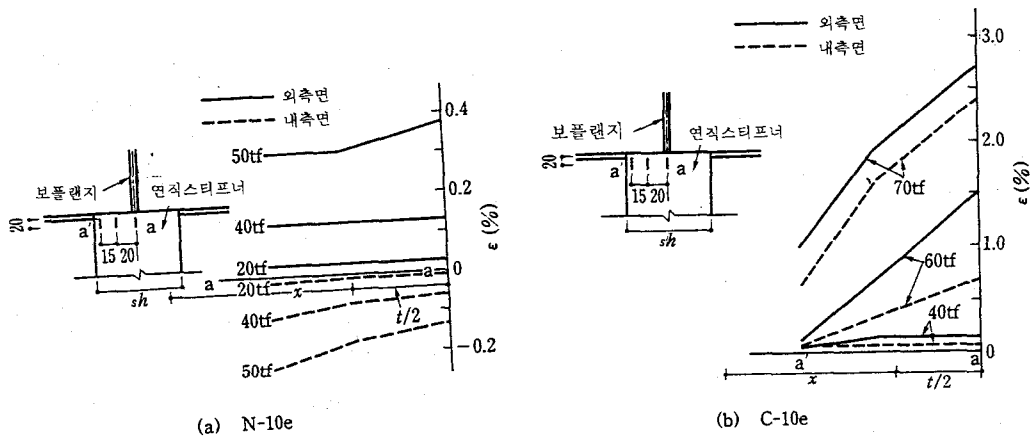


그림 C 2.3 연직 스티프너-변형도 분포

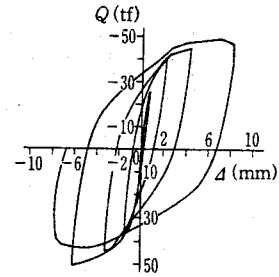
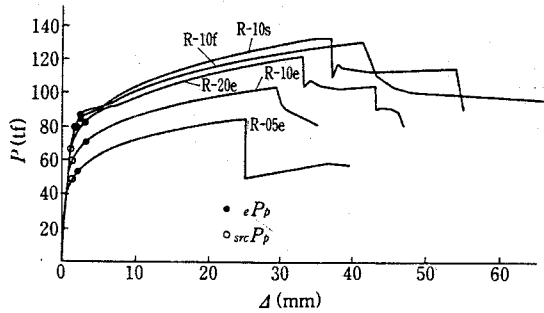
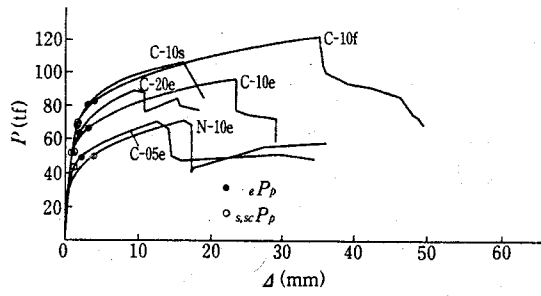


그림 C 2.4 하중-접합부 변형관계 그림 C 2.5 보 플랜지 접합부 변형관계

5. 보 단부 접합부의 전 소성내력 평가

보 단부 접합부의 전 소성내력은 기둥철골 플랜지의 면외 휨 저항의 기여를 고려하고 항복선이론을 사용해서 평가할 수 있다. 접합부에서는 실험결과를 얻고, 그림 2.6에 나타낸 것처럼 보 웨브 중심 00에 대해서 역대칭이 되도록 붕괴메카니즘을 가정하고 있다. 기둥철골 웨브 및 연직 스티프너는 기둥철골 플랜지의 면외 휨 변형하는 구간에서 인장항복을 하고(그림 C 2.6 (a)), 보인장측 플랜지가 만나는 축의 피복콘크리트 부분은 그림 C 2.6 (c)에 가정하는 콘 형상의 전단변형을 일으키고, 그 전단내력은 콘 형상의 파괴에 대한 단기허용내력으로 했다. 또한, 실험결과에서, 접합부의 전 소성내력은 보의 전 소성내력이하인 사실을 평가하여 보 단면내의 응력 분포를 그림 C 2.6 (d)로 하였다. 이상의 가정에서, 보 단부 접합부의 전 소성 휨모멘트는 (C 2.1)식이 된다. 식 중의 $f\sigma$ 는 (C 2.2) 식의 보가 한 외부 일과 (C 2.3) 식에 표시한 기둥의 내부 일이 같다고 가정하여 구한 $f\sigma$ 를 최소가 되도록 미지수 x 를 결정하면 얻을 수 있다.

$$jM_p = \{b_b \cdot b_f(b_h w + b_t f) + b_{tw} \cdot b h_w^2 / 6\} f\sigma \quad (C 2.1)$$

$$bE_x = \{b_b \cdot b_t f + \frac{b_{tw}}{4b h_w} (b h_w^2 - \frac{1}{3} b h_w^2)\} f\sigma \cdot \delta \quad (C 2.2)$$

여기서, b_b : 보 플랜지 폭(본 실험의 경우 c_b 와 같다)

b_{tw} : 보 웨브 두께

$b h_w = bH - 2b_t f$: 보 웨브 높이,

$b h'_w = b h - (b_t f + t)$, bH : 보높이

$f\sigma$: 보 플랜지의 평균응력도

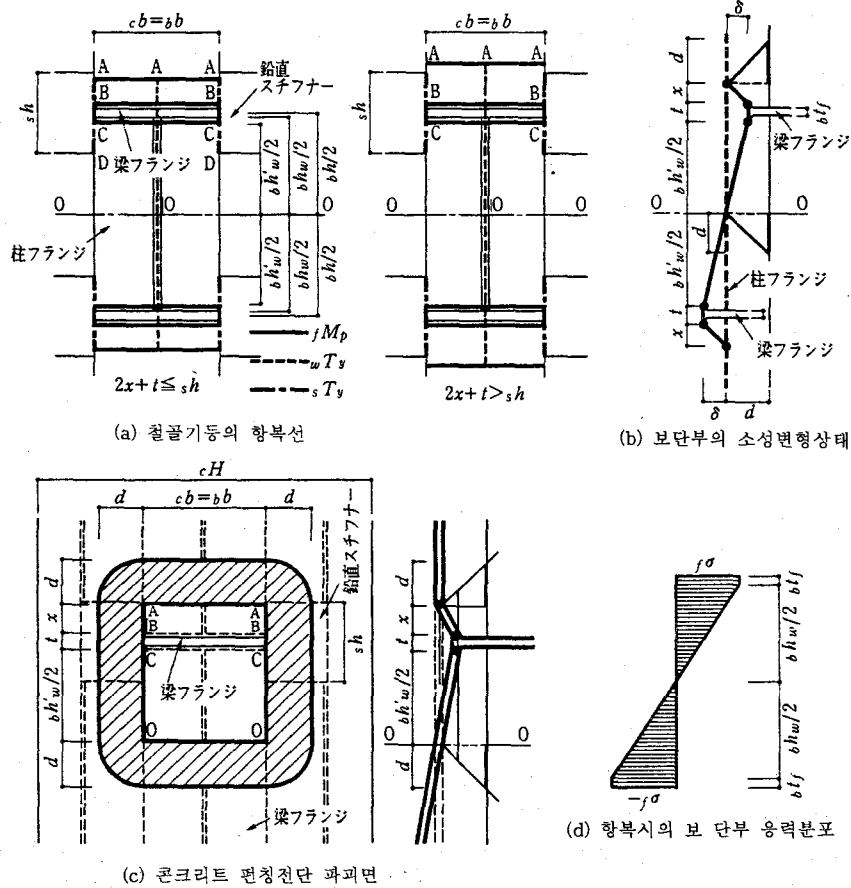


그림 C 2.6 보 단부 접합부 붕괴메카니즘

기둥의 내부일 cE_i 는 $2x+t < sh$ 의 경우, (C 2-3) 식이 된다.

$$cE_i = \left[sT_y \left\{ x+2t + \frac{bh'_w - (sh-t)/2}{bh'_w} \right\} \cos \alpha + 2M_p \cdot cb \left(\frac{1}{x} + \frac{1}{bh'_w} \right) \right. \\ \left. + wT_y \left(\frac{x}{2} + t + bh'_w/4 \right) + \left\{ 2(x+t + \frac{bh'_w}{2} + cb)d + \pi d^2 \right\} 0.6\sqrt{F_c} \right] \delta \quad (C 2.3)$$

여기서, $2x+t > sh$ 경우는 (C 2.3)식의 제1항을 $sT_y \left\{ 2sh - \frac{(sh-t)^2}{4x} - \frac{(sh-t)^2}{2bh'_w} \right\} \cos \alpha$ 로 하면 된다.

6. 기둥-보 접합부 판넬의 내력

SRC 규준에 의한 기둥-보 접합부 판넬의 단기허용내력은 (C 2. 4) 식과 같다. 연직 스티프너는 순인장응력 상태로 가정하고(그림 C 2.7), 직교 플랜지와 연직스티프

너가 교차하는 부분을 강축영역으로 생각하여, 접합부 판넬의 철골부분의 항복 전단 내력에 직교 플랜지의 효과를 고려하면 (C 2.5)식이 된다.

$$pQ_{AS} = cB \cdot mcd \{ \text{MIN} \{ 0.3F_c, 9(5 + F_c/100) \} + wD \cdot h\sigma_y \} / 2 + sQ_p$$

여기서, cB : SRC 기둥의 폭

mcd : SRC 기둥 주근의 응력중심 간의 거리

wD : 띠철근비

$h\sigma_y$: 띠철근의 항복점

sQ_p : 접합부 판넬의 철골부분의 항복 전단내력이다.

$$sQ_p = (c h_w + c t_f) c t_w \cdot w \sigma_y / \sqrt{3} + \text{MIN} \{ c t_f \cdot c b^2 \cdot f \sigma_y / (b H - (b t_f + s h)), 2 c b \cdot c t_f \cdot f \sigma_y / \sqrt{3}, 2 s h \cdot s t \cdot s \sigma_y \sin \alpha \} \quad (C 2.5)$$

우변 제 2항의 제 1, 2 식은 연직스티프너가 만나는 부분을 강축으로 생각하고, 직교 플랜지가 양단에서, 면내 휨의 전 소성 휨 모멘트에 달하는 값 및 직교 플랜지

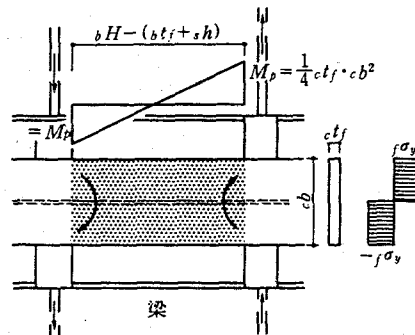


그림 C 2.7 접합부 판넬의 내력평가 모델

전단 항복할 때의 값을 각각 의미한다. 또, 제 3 식은 연직스티프너가 인장항복 할 때에 직교하는 플랜지가 부담하는 전단력을 의미한다.

参考文献

付 C 2.1) 森田耕次・横山幸夫・平岡秀長・石井 匠：鉛直スチフナ形式・SRC柱-Sはり接合部の力學的舉動に關する研究，日本建築學會構造系論文報告集，第 412号，pp. 53-64, 1990年. 7月

付 C 2.2) 三谷 勲・石井 匠・藤澤一善：鉛直スチフナ形式・SRC柱-Sはり接合部の力學的舉動に關する研究，日本建築學會構造系論文報告集，第 423号，pp. 69-78, 1991年. 5月

부록 C 3. 수평삼각 스티프너형식, SRC 기둥-철골보 접합부

1. 목 적

주근을 사용하지 않은 철골콘크리트 기둥과 철골보로 된 수평삼각 스티프너형식의 접합부의 복원력 특성 및 종국내력을 실험적으로 조사하는 것을 목적으로 한다. 주근을 사용하지 않은 철골콘크리트 기둥(SHC 기둥)은, 주근의 휨모멘트 부담분을 철골 단면을 증가시켜 철골이 대신 부담케 하여, 휨 항복후의 콘크리트의 압축인성을 크게 저하시키는 주근의 부착에 의한 경사 균열 발생을 억제하고, 내진성능을 개선하기 위하여 개발 시킨 것이다. 또한, 본구조형식에서는 접합부의 주근 정착을 필요로 하지 않으므로 접합부는 비교적 단순한 구조가 되어 콘크리트의 양호한 충전성을 기대 할 수 있다.

2. 시험체 및 가력방법

시험체는 그림 C 3.1 및 표 C 3.1 과 같이 기둥에 H형 또는 교차 H형 철골을 내장한 십자형 축소 모형이다. 기둥 반곡점 사이의 거리를 140cm, 보 반곡점 사이의 거리를 200cm으로 하여 정부반복 재하를 하였다. 또한, 기둥에는 축력을 가하지 않았다. 콘크리트는 압축강도가 200-250 kg/cm² 의 보통 콘크리트이고, 철골은 SM 490강이다.

표 C 3.1 시험체 일람표

시험 체명	띠철근비 (%)	저항력분담비율 (%)			내력시의 부재각 (%)	실험 내력 ①	SRC기준에 의한 내력 ②	내력의 비교 ①/②
		S	R	C				
H- 0	0.0	22.7	0.0	77.3	2	5.68	4.3	1.32
H- 1	0.5	20.5	9.7	69.8	2	6.06	4.95	1.22
H- 2	1.0	18.7	17.7	63.6	2.5	6.51	5.26	1.24
W-01	0.0	37.0	0.0	63.0	2.5	5.87	4.87	1.21
W-02	0.0	37.0	0.0	63.0	2.5	7.12	4.95	1.43
W- 1	0.0	37.0	0.0	63.0	3	6.05	5.05	1.20
W- 2	0.0	37.0	0.0	63.0	2.5	6.69	5.17	1.29

S : 철골 R : 띠철근 C : 콘크리트

3. 실험결과

실험에 의하여 다음과 같은 사실이 밝혀 졌다.

- 1) 그림 C 3.2와 같은 기둥의 철골형상에 관계없이 복원력 특성은 방추형으로 대변형시까지 안정적이다.
- 2) 기둥 철골이 교차 H형의 시험체는 H형에 비교 매우 높은 최대내력을 나타낸다.

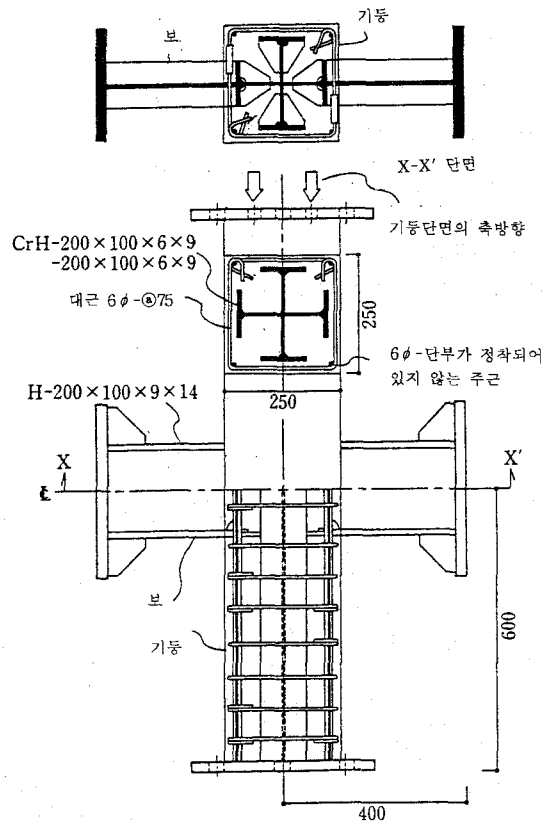


그림 C 3.1 시험체 형상

- 3) 중국시에 판넬내의 띠철근은 모두 인장항복 하였다.
- 4) 기둥철골이 교차 H형의 경우 삼각스티프너형식이라고 하는 철골의 일체성을 확보할 수 없는 구조형식임에도 불구하고 직교 철골의 플랜지는 판넬 모멘트를 부담할 수 있다.

4. 최대내력 산정모델

최대내력은 1) 철골 웹, 2) 플랜지의 구속효과, 3) 띠철근과 플랜지 바깥 콘크리트, 4) 플랜지안쪽 콘크리트와 직교철골의 각 전단저항 요소의 누가로 나타내고, 1)은, 순전단 항복을, 2)는, 기둥 플랜지와 삼각스티프너의 교차부의 휨 항복이 종국상태로 된다. 3)은, 판넬내의 모든 대근의 인장항복이 종국상태로 되고 띠철근에 의한 판넬모멘트 부담분은 다음 식으로 표시된다.

$$kPM = n \cdot p_w \cdot w \sigma_y \cdot SBD$$

여기서, kPM : 띠철근이 부담하는 판넬 모멘트,

n : 판넬을 가로지르는 띠철근의 총수

p_w : 띠철근비

$w \sigma_y$: 항복응력도

SBD : 보 플랜지 중심간 거리

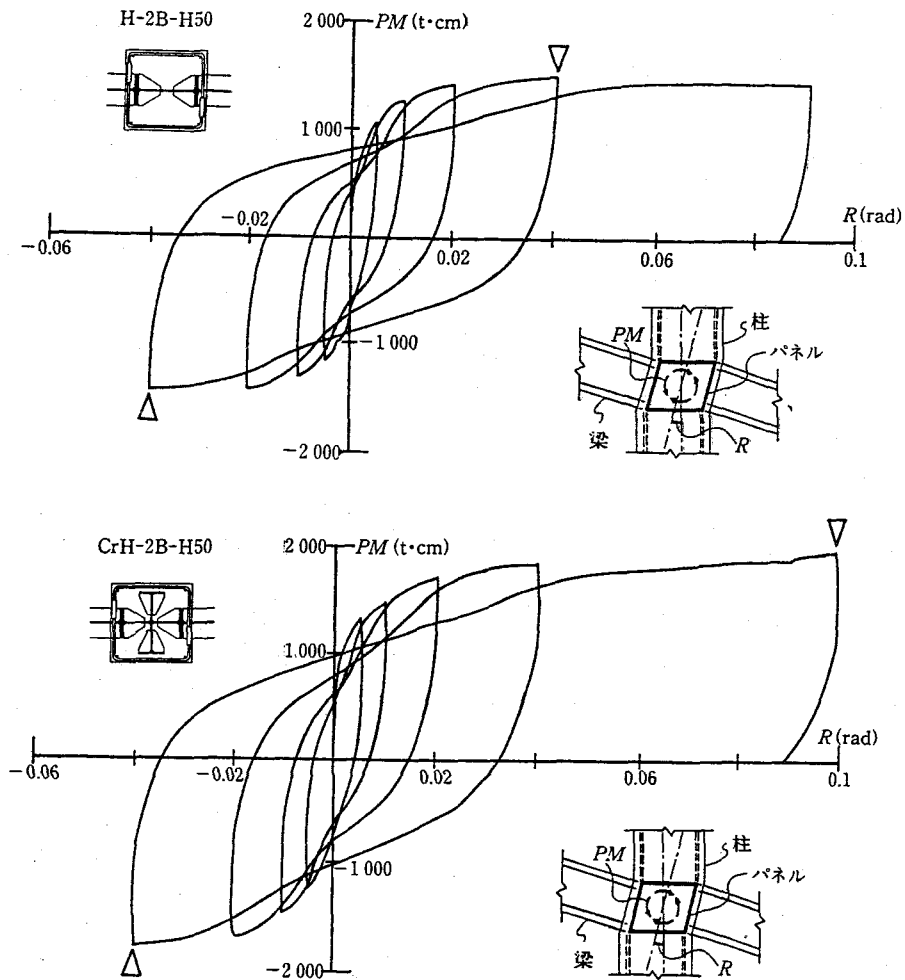


그림 C 3.2 하중 변형 관계

4) 기둥 철골이 H형강의 경우는 압축력이 흐르는 대각선상에 형성한 콘크리트 스트러트의 압괴가 종국상태로 되고 판넬 모멘트는 다음 식이 된다.

$$\text{식 } {}_{cp}M = \frac{scd \cdot s_{bd}^2}{s_{bd}^2 + scd^2} \cdot A \cdot (k \cdot \sigma_B)$$

${}_{cp}M$: 플랜지내 콘크리트가 부담하는 판넬 모멘트

s_{bd} : 보 플랜지 중심간 거리

scd : 기둥 플랜지 중심간 거리

A : 스트러트내 압축응력 일정, 스트러트의 압축작용선이 기둥 중심선, 보 중심선의 교점을 관통하는 콘크리트와 철골의 마찰을 0으로 가정했을 경우에 얻을 수 있는 최대의 스트러트의 수평절단면적(기둥철골 이 H형인 경우는 삼각스티프너 면적의 4배)

k : 구속 계수 (철골, 철근 또는 콘크리트 자신의 구속정도를 고려해서 정하는 압축강도 상승률, 본 실험에서는 1.5를 채택하였다.)

σ_B : 실린더 강도

한편, 기둥철골이 교차 H형의 경우는 직교 웨브의 존재에 의해 콘크리트의 대각선 방향의 압축력 전달이 방해받기 때문에 그림 C 3.3 에 표시하는 힘의 전달이 이루어지는 것으로 생각할 수 있다. 즉 보 플랜지 와 기둥 플랜지의 교차부인 A 점에서 입력된 압축력은 콘크리트를 통하여 한단 직교철골의 플랜지와 삼각 스티프너의 교차부로 흘러, 타단 B 점에 도달한다. 이때 직교철골의 웨브는 인장력을, 플랜지는 인장력과 스트러트 AC와 AD의 압축력의 수평·보방향 성분의 차이인 전단력을 부담한다. 직교 플랜지의 인장항복 또는 스트러트 AD 의 압괴가 종국상태로 된다. 보통의 단면에서는 콘크리트의 압괴가 종국상태가 되고 판넬 모멘트는 다음 식이 된다.

$${}_{cp}M = \frac{8 \cdot scd \cdot s_{bd}^2}{scd^2 + scd'^2 + 4s_{bd}^2} \cdot A \cdot (k \cdot \sigma_B)$$

여기서, scd : 직교 철골의 플랜지 중심간 거리

A : 스트러트 AD의 수평절단면적 (그림 C 3.3 참조)

k : 구속계수 (= 2.5)

$${}_{cfp}M = cfb^2 \cdot cft \cdot cfs_y - cfn^2 / (cft \cdot cfs_y)$$

여기서, ${}_{cfp}M$: 직교 철골 플랜지가 부담하는 판넬 모멘트

cfb : 직교 철골 플랜지 폭

cft : 플랜지 두께

cfs_y : 항복응력도

cfn : 직교 철골 플랜지의 부담축력 (스트러트 AD의 압축력의 연직방향 성분)

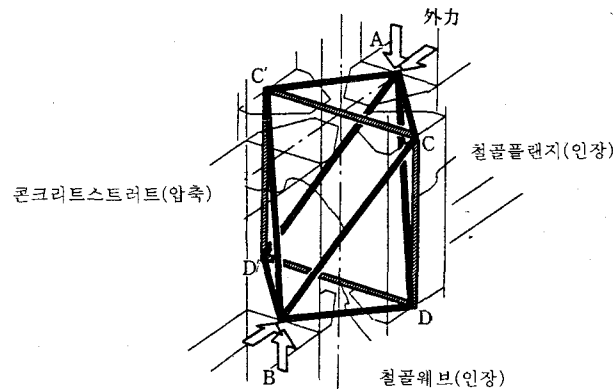


그림 C 3.3 접합부내의 힘의 흐름

參考文獻

- 付 C 3.1)鈴木敏郎・瀧口克己・堀田久人ほか：三角スチフナを用いた鐵骨フープ筋コンクリート柱鐵骨にう接合部の終局耐力，日本建築學會構造系論文報告集，第 416 頁，pp.71-78, 1990. 3
- 付 C 3.2)鈴木敏郎・瀧口克己・堀田久人ほか：三角スチフナを用いた鐵骨フープ筋コンクリート柱鐵骨にう接合部の應力傳達機構，日本建築學會構造系論文報告集，第 441 頁，pp. 93-99, 1992. 11
- 付 C 3.3)鈴木敏郎・瀧口克己ほか：高張力鋼をSRC梁柱接合部の耐力および履歴性狀に關する實驗的研究，日本建築學會論文報告集，第 345 頁，pp.41-49, 1984. 11
- 付 C 3.4)鈴木敏郎・瀧口克己ほか：SRC部材の復原力特性に對するフープ筋の效果に關する研究，日本建築學會論文報告集，第 348 頁，pp. 61-74, 1985. 2
- 付 C 3.5)鈴木敏郎・瀧口克己ほか：柱SRCはりS接合部パネルの終局耐力に關する實驗的研究，日本建築學會構造系論文報告集，第 354 頁，pp.40-51, 1985. 8
- 付 C 3.6)鈴木敏郎・瀧口克己・堀田久人：鐵骨フープ筋コンクリート合成部材の力學特性，日本建築學會構造系論文報告集，第 391 頁，pp.72-80, 1988. 9
- 付 C 3.7)鈴木敏郎・瀧口克己・堀田久人ほか：2自由度載荷三を受ける鐵骨フープ筋コンクリート合成柱の復原力特性，日本建築學會構造系論文報告集，第 394 頁，pp. 49-50, 1988. 12
- 付 C 3.8)鈴木敏郎・瀧口克己・堀田久人ほか：鐵骨フープ筋コンクリート柱のせん斷性狀，日本建築學會構造系論文報告集，第 430 頁，pp.31-39, 1991. 12

부록 D 1. 전단내력이 작은 철골이음을 내장한 SRC 기둥의 실험

1. 목 적

약한 전단내력의 이음을 가진 철골부재를 내장하는 SRC기둥에서는 철골이 부담하는 전단력 전달은 가능한지, 또 어떤 보강법이 좋을지를 실험적으로 조사한다.

2. 시 험 체

그림 D 1.1 의 처럼 중형단면을 갖는 시험체로서 표 D 1.1과 같은 변수로 설정하였다.

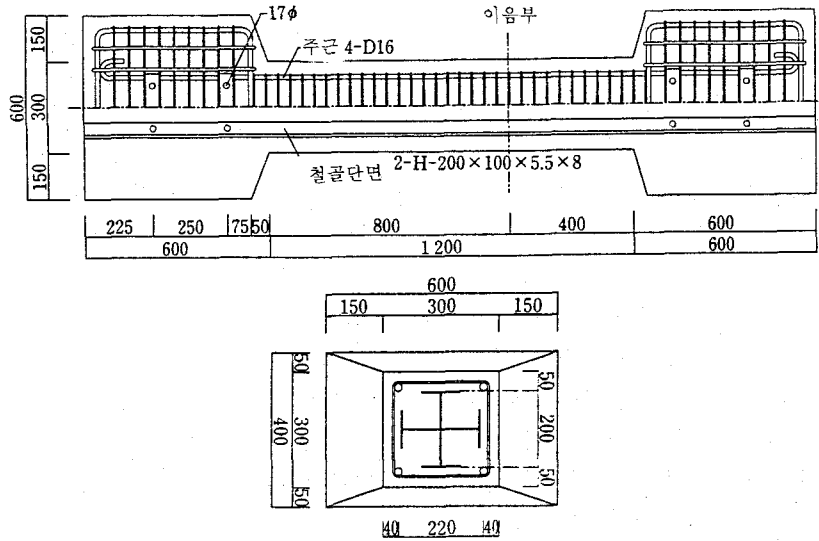


그림 D 1.1 시험체

표 D 1.1 시험체 일람표

기 호	축력비	이음형상 · 보강방법	파괴개소	Q_u 1)	Q_{max} 2)
CJ008	0	절단 휨보강무 이음철근 8-D 10	JS 3)	31.0	27.9
CJ00a	0	절단 휨보강무 전단보강무	JS	33.7	31.0
CJ00b	0	절단 휨보강무 이음철근 8-D 10	JS	33.7	34.2
CJ00c	0	절단 휨보강무 이음철근 8-D 13	EF 4)	33.7	35.3
CJ00d	0	절단 휨보강무 띠철근 간격 25mm 5)	JS	33.7	32.9
CJ00f	0	절단 휨보강무 전단보강무	JS	31.0	27.5
CJ00g	0	절단 휨보강무 전단보강무 6)	JS	31.0	25.7
CJ060	0	절단X축 주위플랜지만 HTBolt로 연결	JS	31.0	28.6
CJ010	0	X축 주위 플랜지만 연속	EF	31.0	31.1
CJ10f	0.1	절단 굽은보강무 전단보강무	EF	31.0 7)	30.6
CJ200	0.2	절단 보강무	EF	31.5 7)	21.7

[주] 1) 주두 · 주각이 일반화 누가강도식에 의한 휨내력에 도달할때 전단력의 계산치(ton)

2) 최대내력 실험치(ton) 3)이음부 전단파괴 4)주두 · 주각휨 파괴 5) 그외의

시험체에서는 40mm 간격 6) 이음위치:반곡점 7) P-δ 효과 고려

3. 재 하 방 법

그림 D 1.2 와 같이, 복곡률, 정축력, 변위점증형 반복재하로 하였다.

4. 실험 결 과

1) 축력비가 0.1 이상이면, 철골기둥이 이음부에서 완전히 절단되고, 무보강에서도

전단력은 충분히 전달되고, 휨파괴가 주두, 주각에 일어나고, 그 내력, 이력성상은 이음없는 일반적인 것과 차이가 없었다(그림 D 1.3). 이것은 철판 플랜지에 둘러 쌓인 콘크리트가 순수전단에 저항하여 철판이 부담하고 있는 전단력을 전달하기 때문인 것으로 생각된다.

2) 웨브가 완전히 절단 되어 있어도, 플랜지가 연결되어 있으면, 1)과 동일하다. 이것은 플랜지도 극히 짧은 길이에서는 전단력의 전달능력이 있기 때문이라고 생각된다.

3) 축력비가 0의 경우, 철판기둥이 이음부에서 완전히 절단되어 있는 것은 이음부에서 전단파괴가 일어나고, 그 내력은 주두, 주각의 일반화 누가강도에 의한 휨 내력에 도달하지 않고, 이력성상은 슬립형이 된다(그림 D 1.4).

4) 각종 보강법중에서, 가장 유효한것은 철판 플랜지에 둘러쌓인 콘크리트에 이음 철근을 삽입하는 방법으로, 어느정도의 보강량에 의해서, 축력비 0, 철판완전절단에서도, 1)과 같은 결과가 얻어진다(그림 D 1.5).

5) 그외 보강법은 거의 효과가 없고, 내력도 상승하지 않으며, 이력성상도 극단적 슬립형이 된다(그림 D 1.6).

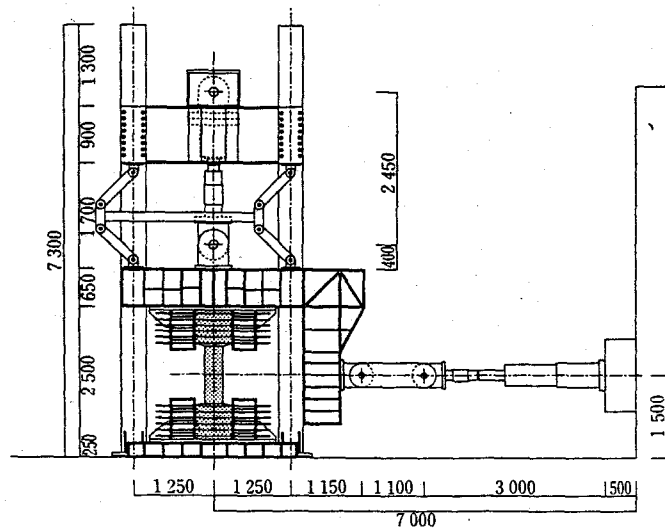


그림 D 1.2 재하방법

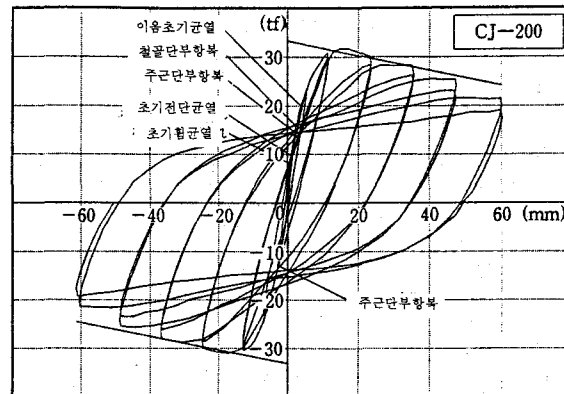


그림 D 1.3 Q - δ 곡선 (CJ 200)

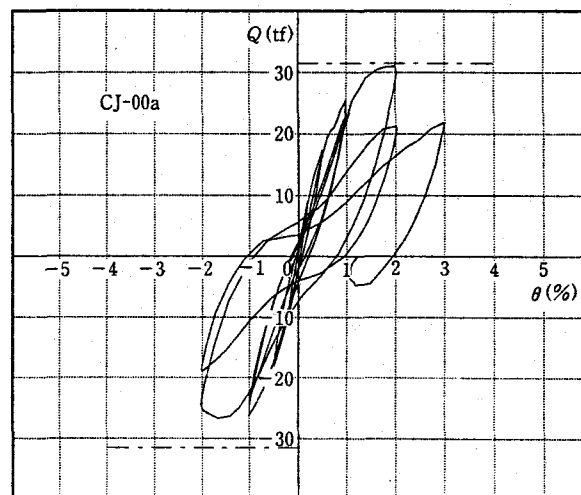


그림 D 1.4 Q - δ 곡선 (CJ 00a)

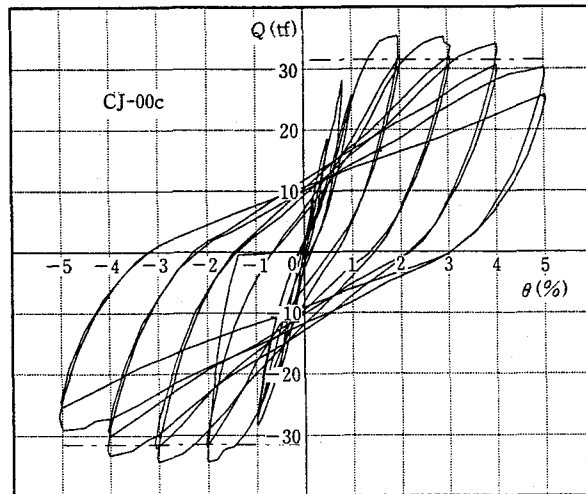


그림 D 1.5 Q - δ 곡선 (CJ 00c)

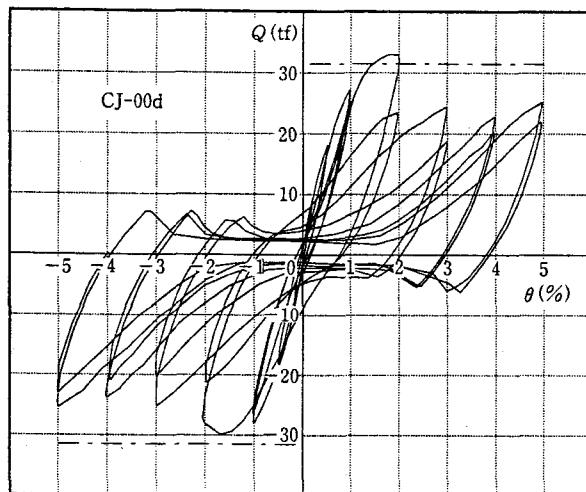


그림 D 1.6 Q - δ 곡선 (CJ 00d)

參考文獻

- 付 D 1.1) 立花正彦・林 渉・福知保長・中野清司：SRC構造の合理的配筋設計法の開発研究
[No. 6] SC部材によるせん断補強效果に関する基礎實驗，日本建築學會大會學術講演
硬概集，構造 C，1989年度，pp. 1557-1558，1989. 10

부록 D 2. 철골 플랜지에 둘러싸인 콘크리트의 순수 전단내력에 관한 실험

1. 목 적

철골 플랜지로 둘러싸인 부분(이하, 만입부와 약기)에 콘크리트를 충전하여, 그 순수 전단내력을 실험적으로 조사하고, 그 결과 얻어진 순수전단내력식에서 부록 D1의 실험결과가 설명 가능한 지를 검토한다.

2. 시 험 체

그림 D 2.1 과 같이, H형강을 절단하고, 그 플랜지 사이의 단면 만입부에 콘크리트를 충전하여, H형강과 콘크리트 사이에는 그리스를 발라 부착이 되지 않게 하였다. 실험 변수는 다음과 같다.

- 1) 콘크리트의 강도($F_c = 172, 211, 268$)
- 2) 콘크리트에 가해지는 축력 (축력비 : 0.0, 0.2, 0.4, 0.5)
- 3) 보강철근의 많고 적음 (무, 4-D 10, 4-D 13, 6-D 13, 4-D 16)

3. 재 하 방 법

그림 D 2.2와 같이 콘크리트에만 축력을 가력한후, 절단부에 순수 전단력을 가력했다.

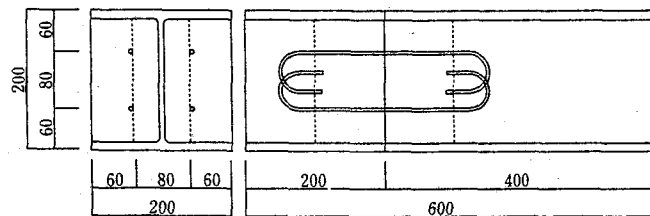


그림 D 2.1 시험체

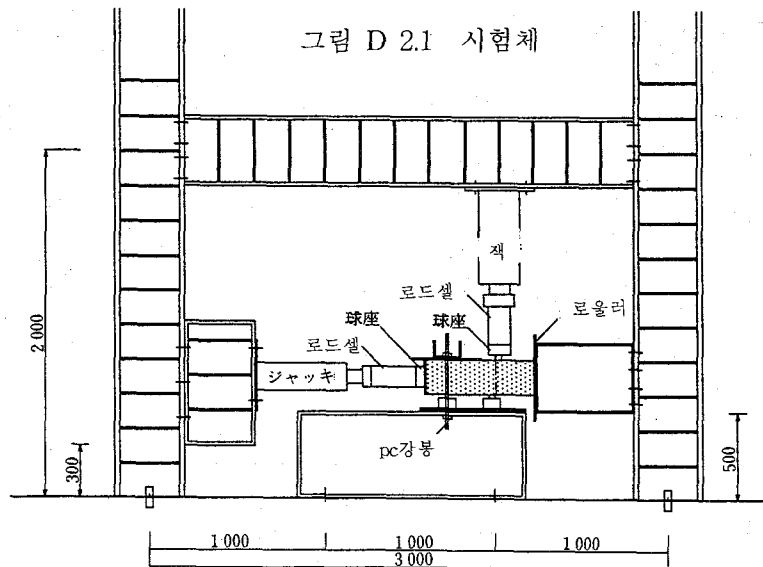


그림 D 2.2 재하방법

4. 실험 결과

그림 D 2.3에 전단력~변위곡선을 나타냈다. 그림 D 2.4 에 $\tau_p \sim$ 직응력도 σ_n 관계를 나타냈다. 다음과 같은 것이 판명되었다.

- 1) τ_p 는 직응력도가 증대함에 따라 증가한다.
- 2) 보강근의 많고 적음에 의한 영향은 콘크리트에 가해지는 축력이 작을 때에는 크고, 축력비 0.4에서는 거의 없다. 이로부터 보강근의 효과는 거의 없고, 콘크리트에 부가 축력을 주는 것에 의해 순수전단 내력 τ_p 를 상승시키는 것으로 생각된다.
- 3) 그 결과 (D 2.1) 식이 얻어졌다.

$$\tau_p = 3 \cdot F_c / 20 + 0.777 \{ F_c (\sigma_p + 0.177 \cdot \phi \cdot \sigma_y) \}^{0.5} \quad (D 2.1)$$

단, F_c : 콘크리트의 강도

aP : 보강근 단면적과 만입부 콘크리트 단면적과의 비

$a\sigma_y$: 보강근의 항복점

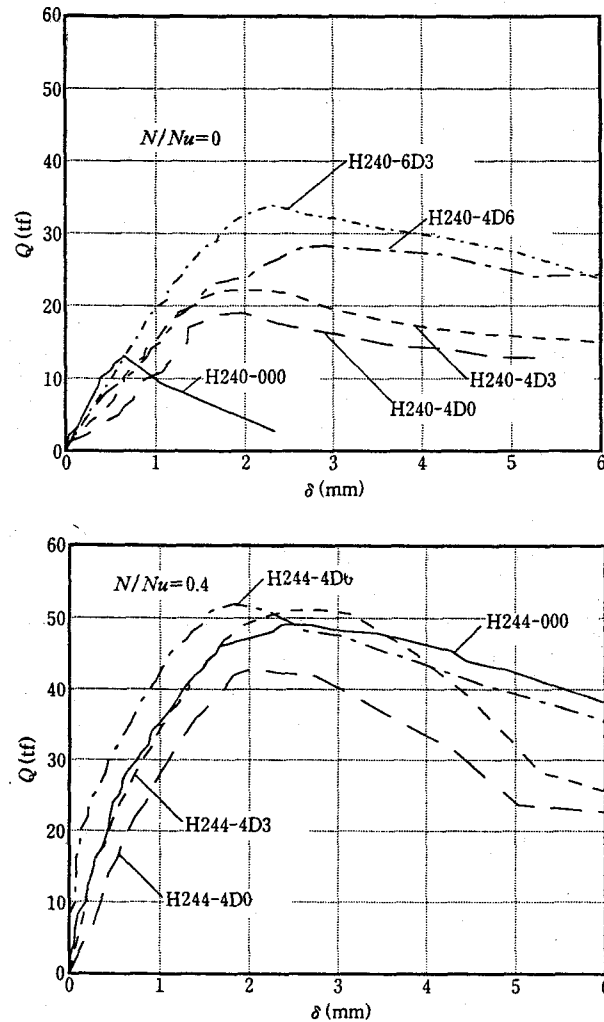


그림 D 2.3 전단력 - 변위곡선

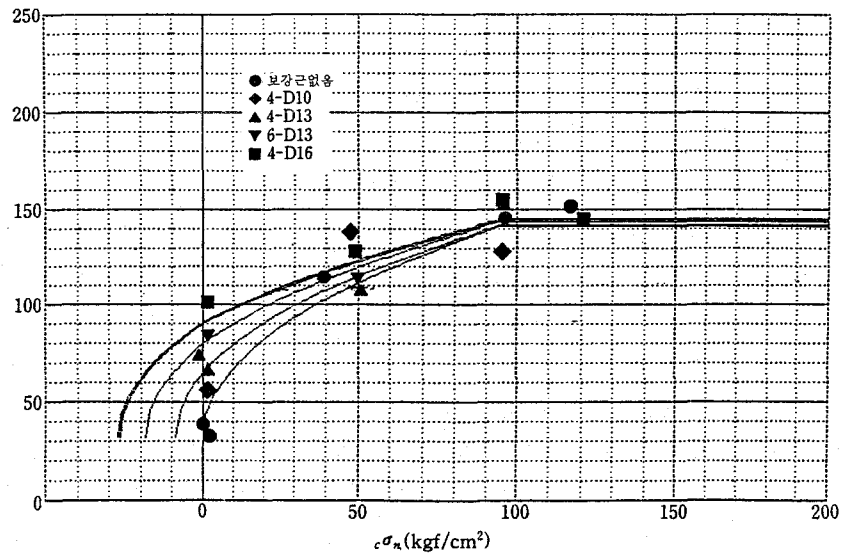


그림 D 2.4 $\tau_p - \sigma_n$ 관계

실험결과의 부록 D 1 시험체에의 적용 그림 D 2.5 와 같이, 휨과 축력에 의한 작용력도분포를 고려하고, 이 식을 기본으로 만입부 콘크리트의 순수 전단내력을 계산하여 적분하고, 철골 주위의 RC 부분의 트러스메카니즘에 의한 내력과 더하면, 표 D 2.1 와 같이 실험치와 좋은 대응을 나타낸다. 그러나, 이와 같은 순서는 실용상 번잡하므로 만입부 콘크리트에는 $\sigma_n = N/A$ 의 축응력도와 $\sigma'_n = 0.177 \cdot aP \cdot a\sigma_y$ 의 보강근에 의한 부가 축응력도가 일정하게 존재함으로써 이음부의 전단내력을 계산하면 표의 Q_{s2} 가 되어서 내력을 과대 평가하게 된다. 이것은 작용력도가 만입부 보다 밖에 있는 부분도 포함한 형태를 취하기 때문으로 생각되며, 이것을 해소하기 위해서는, 순수전단내력의 평가를 (D 2.1) 식에 의해 저감하면 좋다. (D 2.1) 식 우변 제 2항의 계수 0.777 을 0.45 로 하고, σ_n 과 σ'_n 이 일정하게 분포하도록 하여, 부록 D 1의 시험체에 대해서 계산한 것이 이 표의 Q_{s3} 이며, Q_{s1} 와 동등한 평가가 되는 것을 알 수 있다.

표 D 2.1

시험체	P_{max}	파괴형태	P_{bu}	P_{s1}	P_{s2}	P_{s3}
CJ00a	31.0	JS	33.7	29.2	29.2	29.2
CJ00b	34.2	JS	33.7	34.4	37.8	34.4
CJ00c	35.3	EM	33.7	36.5	40.6	36.1
CJ00d	32.9	JS	33.7	30.2	30.2	30.2
CJ00f	27.5	JS	31.0	28.9	28.9	28.9
CJ00g	25.7	JS	31.0	25.2	25.2	25.2
CJ10f	30.6	EM	31.0	33.8	49.7	36.7
CJ200	31.7	EM	31.5	46.8	54.4	46.0

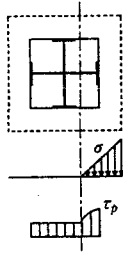


그림 D 2.5 단면내의 τ_p 의 분포

- P_{max} : 최대내력 실험치(ton)
- 파괴형태 : JS는 이음부 전단파괴, EM은 주두·주각 휨 파괴
- P_{bu} : 주두·주각이 일반화 누가강도식에 의한 휨 내력에 도달했을 때의 전단력의 계산치
- P_{s1} : 축력, 철근의 차에 의한 부가 축력과 휨에 의한 단면내의 직응력도를 계산하고, 그에 따른 순수 전단내력 분포를 (D 2.1) 식에서 구하고, A_p 내에서 적분 한값, P_{pl} (그림 2.8.2 참조)와 철골 주위의 RC 부분의 트러스 작용에 의한 내력 P_r 의 누가강도
- P_{s2} : $\sigma_s = N/A$, $\sigma_n = 0.177_{ap} \cdot a \sigma_y$ 에 의해 A_p 내에서 τ_p 가 일정하게 되었다고 하였을때 P_{pl} 와 P_t 의 누가강도
- P_{s3} : (D 2.1) 식의 0.777을 0.45로 낮추어 P_{s2} 와 같게하여 구한 계산치

부록 D3. 휨 내력이 작은 철골이음을 내장한 SRC 보의 실험 (등분포 휨의 경우)

1. 목 적

철골 플랜지에 볼트구멍 등에 의한 단면 결손이 있고, 그 파단강도가 모재 단면의 전소성모멘트 보다 작게 될때, 이것을 RC 부분에 철근을 삽입하는 것으로 보강하는 것이 가능한지 또한 무보강에서 충분한 소성 변형능력을 갖는 단면결손의 한도는 어느 정도 인지를 실험적으로 조사한다.

2. 시 험 체

그림 D 3.1 에서와 같이 등분포휨부 J의 상하 플랜지에 25φ의 구멍을 뚫고, 그 부근의 RC부분에 첨가철근을 삽입한다. 첨가철근은 결손단면의 양측에 40d의 길이로 하였다. 결손단면에서 파단하는지, 무결손, 무보강보의 단면 S에 항복 현상이 발생하는지에 의하여 보강의 가능성, 필요보강근 양이 판명된다. 표 D 3.1에 시험체를 보여주고, J부의 단면도를 그림 D 3.3에 나타내었다.

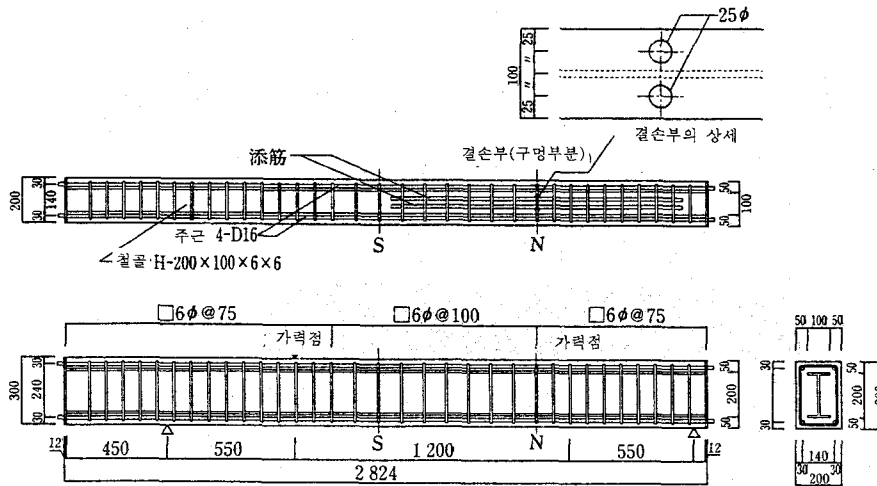


그림 D 3.1 시험체

표 D 3.1 시험체 일람표

	J부보강	BT	P_{yo}	P_{yi}	P_{bj}	P_{max}	P_{yi}/P_{yo}	P_{bj}/P_{yo}
69-1.1	결손 없음	SH	30.44	30.44	32.65	29.08	1.00	1.07
1.2	무보강	JB	30.44	24.35	25.84	27.75	0.80	0.91
1.3	2-D 13	JB	30.44	29.40	30.91	29.55	0.97	1.02
1.4	2-D 16 (2단)	SH	30.44	32.27	33.76	29.10	1.06	1.11
1.5	2-D 16 (2단) 1-D 10	SH	30.44	33.69	35.18	29.45	1.11	1.16
1.6	2-D 16 (2단) 1-D 13	SH	30.44	34.80	36.31	30.15	1.14	1.19
47-1.7	결손 없음	SH	20.87	20.87	25.29	21.60	1.00	1.03
1.8	무보강	JB	20.87	17.67	20.78	21.75	0.84	1.00
1.9	2-D 10 (2단)	JB	20.87	18.96	22.09	22.60	0.91	1.06
1.10	2-D 10	JB	20.87	19.93	23.04	22.65	0.95	1.10
1.11	2-D 10 (2단) 2-D 6	SH	20.87	21.80	24.91	24.10	1.04	1.19

[주] 파괴형식: SH 는 S 부에서 힌지발생, JB는 J부 파단, P_{yo} : S부의 일반 누가강도식에 의한 내력, P_{yi} : J부의 일반 누가강도식에 의한 내력, P_{bj} : 강재의 항복응력도 대신 파단강도를 사용한 J부의 일반화 누가강도식에 의한 내력, P_{max} : 실험 최대내력, 69, 47: 각각 사용강재가 파단강도 6 tf / cm², 4 tf / cm², 항복비 90%, 70% 를 나타냄.

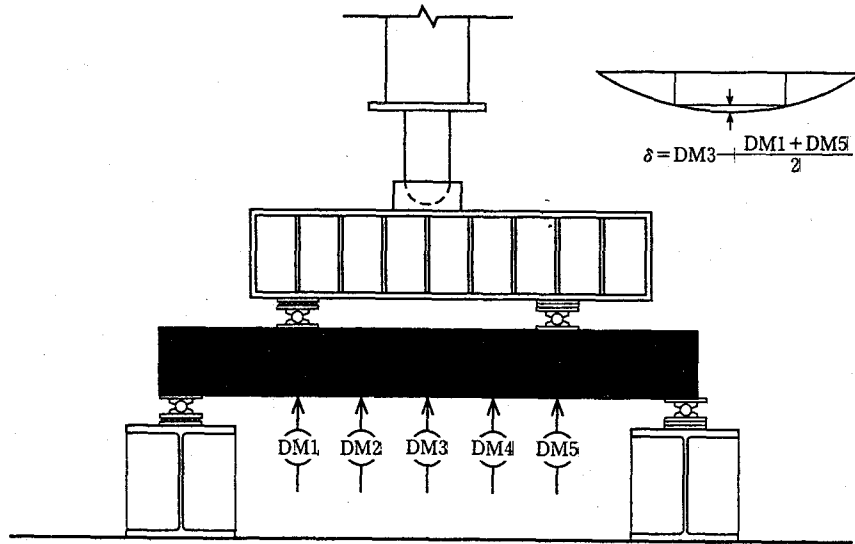


그림 D 3.2 재하 방법

3. 재 하 방 법

그림 D 3.2 와 같은 2점 집중하중, 일방향 단조재하로 하여, 등분포 휨 부분을 실험의 대상으로 한다.

4. 실험 결 과

P- δ 곡선은 그림 D 3.4, 5 와 같다. 69재의 것에서는 1.4~6이, 47재의 것에서는 1.11 이 파단되지 않았다.

1.10 은 파단되었지만, 충분히 변형능력을 가지고 있다. 실험결과, 표 D 3.1 에 각종 계산치와 함께 나타낸다.

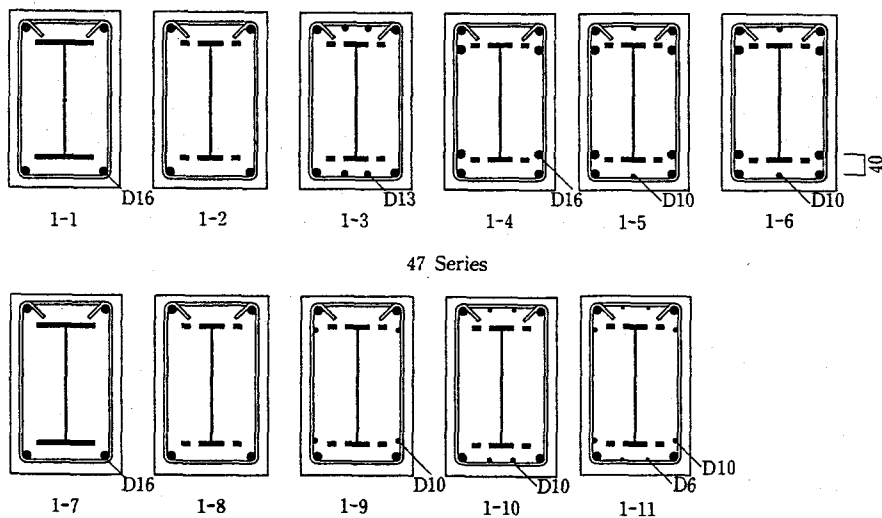


그림 D 3.3 J 부 단면도 (69시리즈)

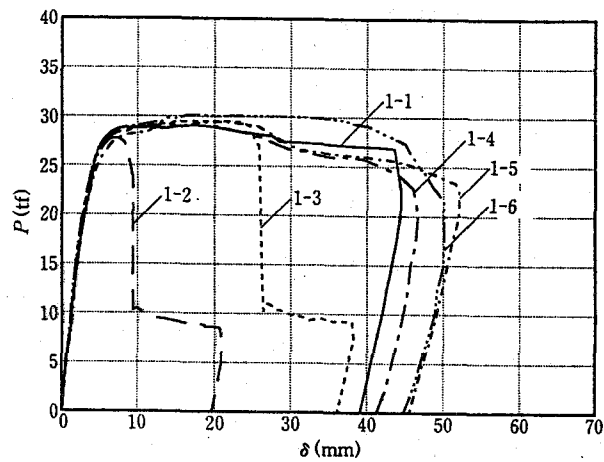


그림 D 3.4 P- δ 곡선 (47시리즈)

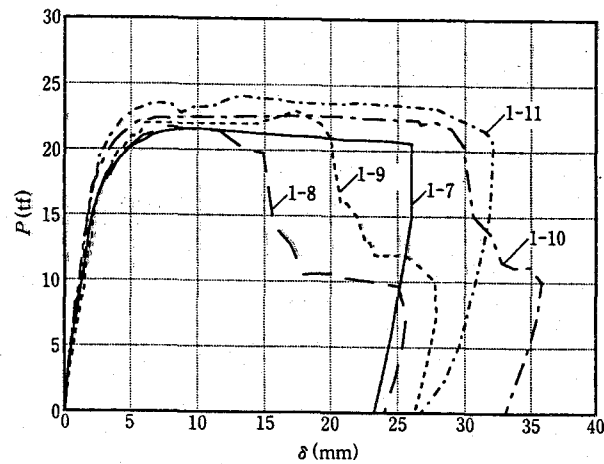


그림 D 3.5 P- δ 곡선 (47시리즈)

결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 철판의 단면결손에 대해서는 철근을 첨가함에 의해 보강하는 것은 가능하다.
- 2) 무결손부의 일반화 누가강도식에 의한 내력보다 결손부의 일반화누가강도식에 의한 내력이 상회하도록 보강하면 파괴는 하지 않는다.
- 3) 강재의 파괴장도를 이용한 결손부의 일반화 누가강도식에 의한 내력이 무결손부의 일반화 누가강도식에 의한 내력의 1.10 배가되는 정도의 보강으로 변형능력의 확보가 가능하다.

- 160 -

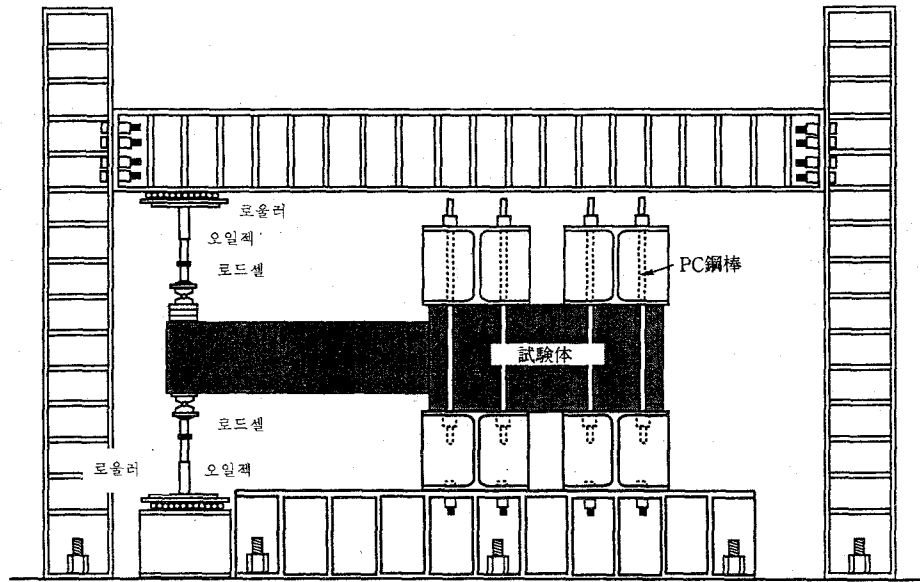


그림 D 4.2 재하 방법

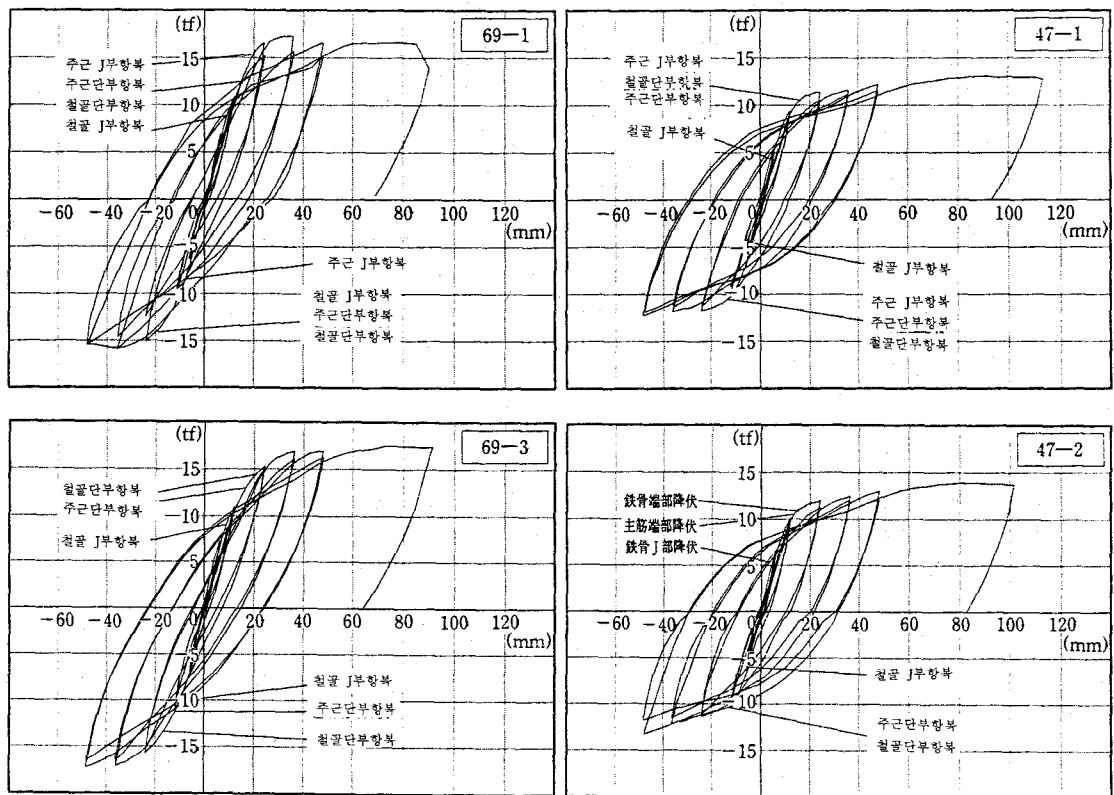


그림 D 4.3 $P \sim \delta$ 곡선

3. 제 하 방 법

그림 D 4.2 와 같이 편지지 보형식으로 하고, 변위점증형의 반복하중으로 한다.

4. 실험 결 과

P- δ 곡선의 예를 그림 D 4.3 에, 실험결과는 표 D 4.1 과 같다. 결과를 정리하면 다음과 같다.

1) 철골의 단면결손에 의한 휨 내력의 저하는 결손부의 휨 모멘트에 대해서 철골의 파단강도와 철근의 항복점을 기준으로 한 일반화 누가강도식으로 120% 가 되도록 보강근으로 보강하면, 결손부의 파괴가 없고, 반복하중하에서도 일반의 SRC 과 동등한 이력성상을 나타낸다.

2) 동일한 모멘트 보다 보강량이 많게 되는 것은, 모멘트 구배에 의해 힌지영역이 넓어지고, 단부의 휨 내력에 계산치보다 1.1 배정도 상승하기 때문으로 생각된다.

3) 응력전달용의 늑근은 이 실험의 최저치로 충분하고, SRC 규준에 표시된 양보다 줄이는 것이 가능하다.

표 D 4.1 시험체 일람 및 실험, 계산결과

시험체	보강근	스터립	BP	P_{max}	P_{uo}	P_{uj}	P_{bj}	P_{max}/P_{uo}	P_{bj}/P_{uo}
69-1	無	2-D 10 @ 100	J	17.3	14.5	15.5	16.7	1.19	1.15
2	2-D 13	2-D 10 @ 45	E	17.7	14.5	18.4	19.5	1.22	1.35
3	2-D 13	2-D 10 @ 80	E	17.5	14.5	18.4	19.5	1.21	1.35
4	2-D 13	2-D 10 @ 100	E	17.2	14.5	18.4	19.5	1.19	1.35
5	2-D 16	2-D 10 @ 45	E	17.6	14.5	20.0	21.2	1.21	1.46
6	2-D 16	2-D 10 @ 100	E	17.1	14.5	20.0	21.2	1.18	1.46
47-1	無	2-D 10 @ 150	J	13.1	10.3	10.8	12.8	1.27	1.24
2	2-D 13	2-D 10 @ 150	E	14.0	10.3	13.7	15.7	1.35	1.52

[注] BP : 파괴위치 J는 결손부, E는 단부, P_{max} : 실험 최대내력, P_{uo} : 철근, 철골항복점을 이용해서 계산한 단부의 일반화 누가강도식에 의한 내력, P_{uj} : 동일한 결손부 내력, P_{bj} : 철근항복점, 철골 파단강도를 이용해서 계산한 결손부 일반화 누가 강도식에 의한 내력(tf)

부록 E. 비매립형 SRC 주각의 합리적 배근법에 관한 실험

1. 목 적

비매립형 SRC 주각부에 착안하여 한 방향은 철골요소의 주각부의 휨 내력을 베이스 플레이트 및 앵커볼트에 의한 휨 저항 S 타입으로 부담시키고 다른 방향은 철골요소의 주각부를 핀 접합으로 생각하여 휨 저항을 기대하지 않고 보강 주근에 의한 RC 구조로 하여 휨 저항(W 타입)으로 부담시키게 하는 설계법의 타당성에 대해서 실험적으로 조사한다.

2. 시험체

실험계획은 표 E.1과 같고, 실험변수는 앵커볼트의 직경, 보강근의 유무 및 가력방향으로 하며, 실험체는 비교를 위해 일반층의 SRC 부재도 포함한 총 5개이다. 시험체의 형상 및 치수는 그림 E.1과 같다. 콘크리트 단면은 $b \times D = 320 \times 320\text{mm}$, 주근은 12-D16으로 각 시험체는 공통이다. 일반층 SRC 부재의 시험체 (No. 1)은 H-200×100×6×12 단면을 조합한 +자형 철골을 내장하고 띠철근은 D 10, @100이다. 주각 시험체는 H-200×100×6×12 와 H-150×100×6×12 을 조합한 십자형 철골을 내장하고, 베이스 플레이트는 PL-32×280×130(일부 180mm), 띠철근은 보강 주근 D 22 (길이 $L = 675\text{mm}$, 30d)가 존재하는 위치는 D 10 @50 으로, 이것들은 공통이다.

3. 실험 방법

그림 E.2에 나타난 바와 같이, 전단스팬 1200mm로 한 캔틸레버보 형식으로 하고 제하는 정변위 점증정부 반복으로 가력하였다.

4. 실험 결과

1) W 타입의 보강 주근을 배치한 시험체(No. 4)를 제외한 시험체는 모두 휨 항복한 후 콘크리트의 압축파괴를 동반한 휨 파괴가 일어났다. No. 4시험체는 휨 항복한 후 콘크리트의 압축파괴 및 보강 주근이 배치되어 있는 부분의 인장측에 전단균열이 일어나 파괴되었다(그림 E. 3).

표 E. 1 각 시험체의 실험변수의 조합

시 험 체 명	+자형 철골		보강철근	띠철근 간 격	앵커볼트	비 고
	강 축	약 축				
No. 1	S-A	S-A	-	@100	-	-
No. 2	S-A	S-B	4-D 22	@ 50	4-M 22	S-Type
No. 3	S-A	S-B	4-D 22	@ 50	4-M 12	S-Type
No. 4	S-B	S-A	4-D 22	@ 50	4-M 22	W-Type
No. 5	S-B	S-A	-	@ 50	4-M 12	W-Type

[주] S-A : BH = 200×100×6×12

S-B : BH = 150×100×6×12

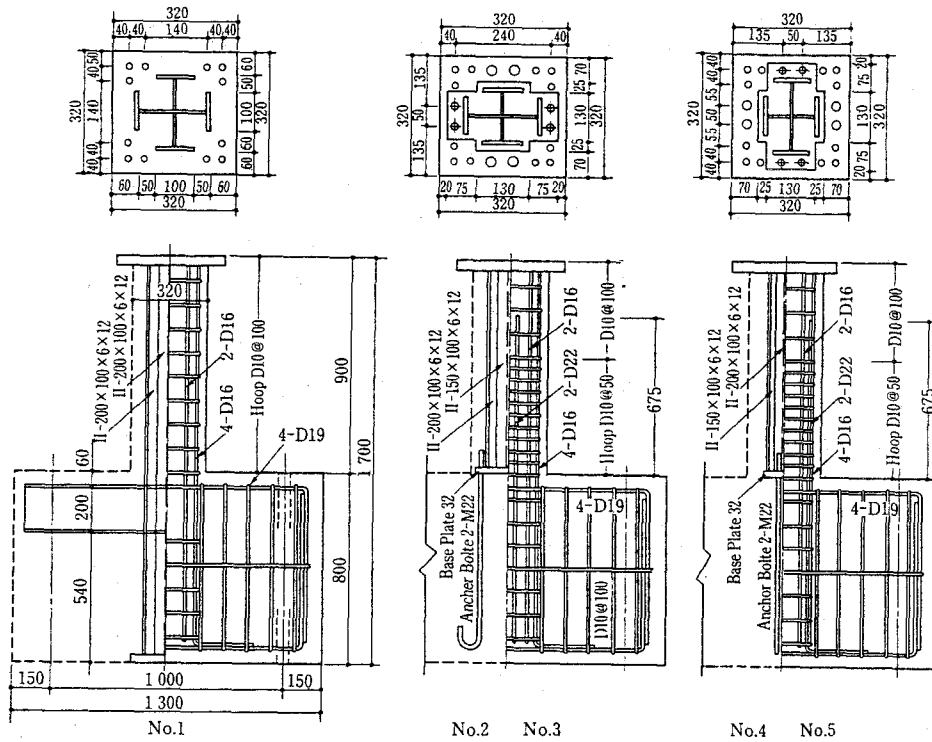


그림 E. 1

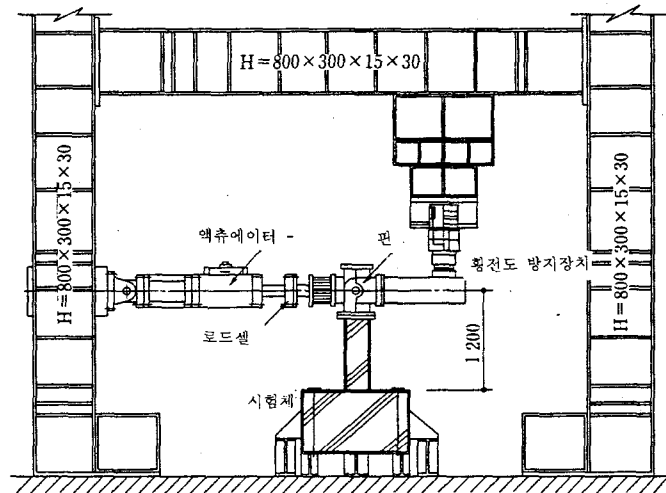


그림 E. 2 가력방법

2) 주각의 철골 요소가 부담하는 휨 모멘트는 S 및 W 타입에 관계없이 베이스 플레이트를 단면으로 하고 앵커볼트를 주근으로 간주한 RC 단면의 휨저항을 부담할 수 있다.

3) W 타입의 보강 주근 길이는 $L = 30d$ (d : 보강 주근의 직경)로 해도 항복변형에는 도달한다. 따라서 보통 RC 부재의 $h_0 / 2 + 15d$ (h_0 : 기둥의 높이)로 해두면 안전하다고 생각된다.

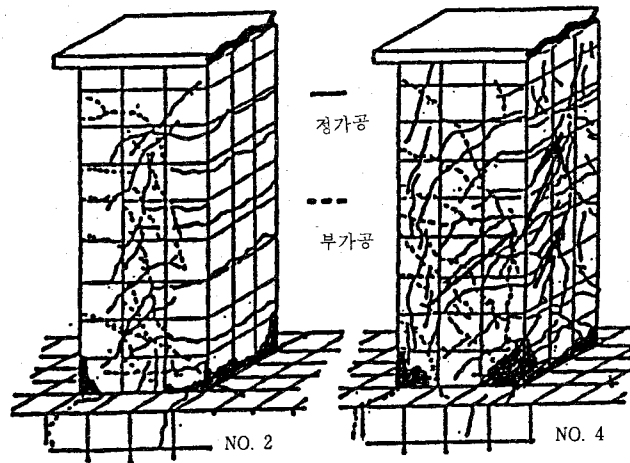


그림 E. 3 균열 및 파괴 상황

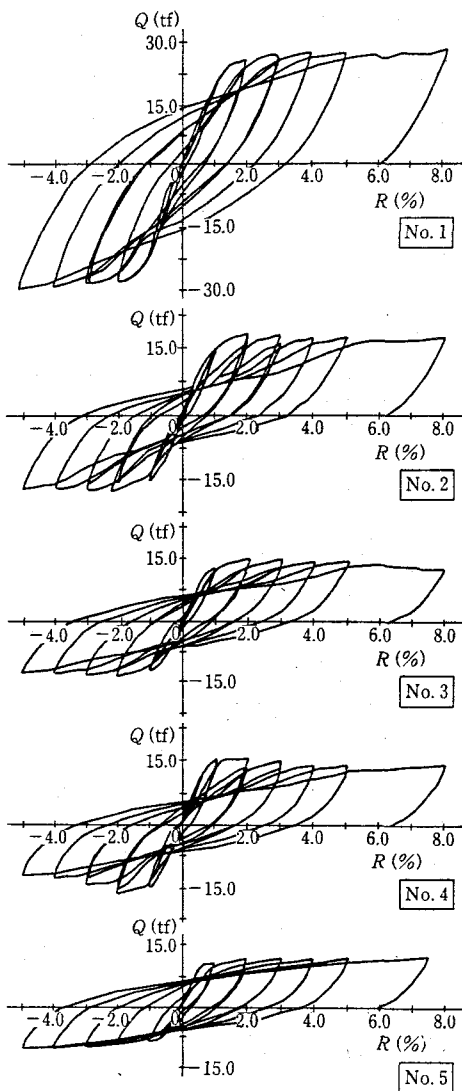


그림 E. 4 이력 곡선

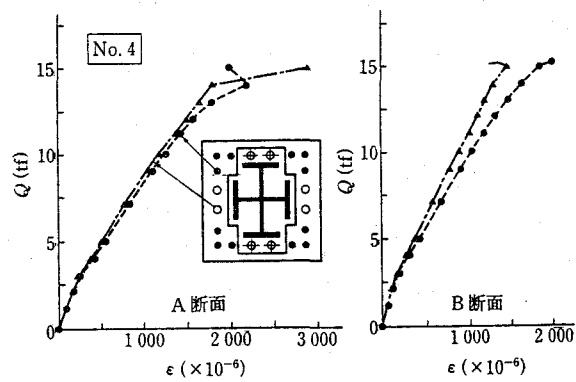


그림 E. 5 앵커볼트의 변형도 변화

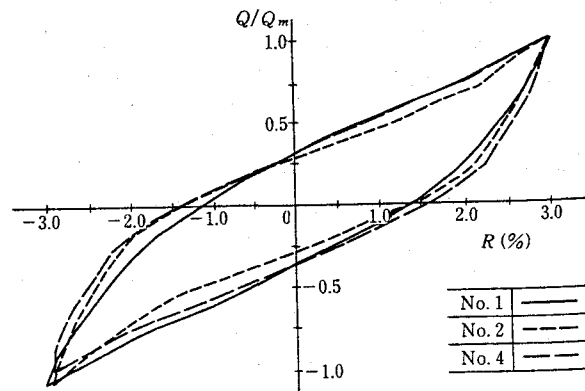


그림 E. 6 이력루프의 비교

4) 이력곡선은 실험변수에 관계없이 각 시험체 모두 안전한 방추형의 곡선을 나타내고, 반복 재하에 의한 내력저항은 적다. 이력 루프는 S 및 W 타입 모두 일반층의 SRC 부재와 거의 같은 성상을 나타내고, 주각부가 존재하는 것에 의한 영향은 나타나지 않는다.(그림 E 3)

5) 최대 휨 내력은 No. 4 시험체에서 휨 항복후 보강 주근의 변형값이 항복변형값보다 크게 증가하지 않고(전단균열이 다수 발생하기 때문) 4모서리 주근에 비해 적게 되는 경향을 나타냄으로써 약간 위험하게 생각되지만, 주각부의 휨 내력은 S 및 W타입 모두 베이스 플레이트 아래에서 앵커볼트를 주근으로 간주한 RC 단면의 휨 내력으로 평가 할 수 있다.(표 E.2)

표 E. 2 실험결과

	eM_{cr} (t · m)	eM_{cr} (t · m)	eM_{cr}/cM_{cr}	eQ_{cr} (t)	eQ_{cr} (t)	eQ_{cr}/cQ_{cr}	eM_m (t · m)	eM_m (t · m)	eM_m/cM_m
No. 1	3.60	3.21	1.12	10.5	12.7	0.83	34.2	31.4	1.09
No. 2	2.64	2.94	0.90	14.1	13.2	1.07	21.7	21.7	1.00
No. 3	3.80	3.05	1.24	12.8	13.2	0.97	18.1	18.8	0.96
No. 4	2.64	3.13	0.85	12.0	13.2	0.91	18.5	19.8	0.93
No. 5	3.00	2.89	1.04	12.0	13.2	0.91	14.6	13.0	1.12

参考文献

付 E 1) 立花正彦 · 中野清司 · 荻藤忠幸 : 非埋込形SRC柱脚接合部の合理的配筋法に関する實驗的研究, 鋼構造年次論文報告集, 第 1 卷, 1993. 7

부록 F 1. 내진벽의 역학적 성상

1. 내진벽의 기본적인 성상

내진벽이 갖는 기본적인 역학적 성상을 근거하여, SRC 규준은 내부 내진벽과 외부 내진벽으로 크게 구분해서 배근의 고려 사항을 정리하고 있다.

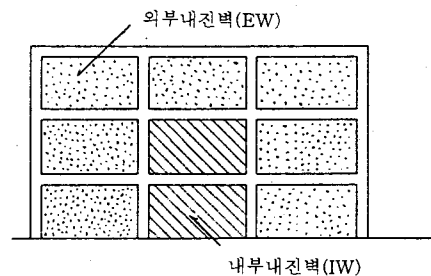


그림 F. 1.1 내부 내진벽 · 외부 내진벽

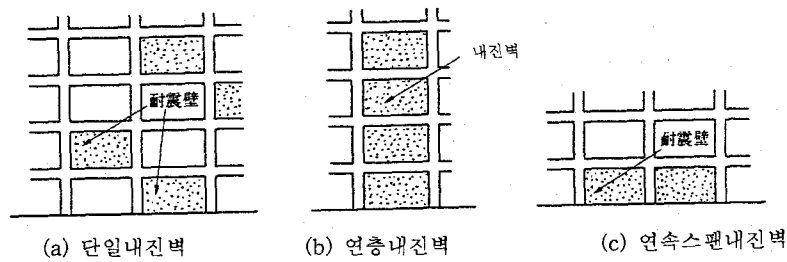


그림 F. 1.2 단일 내진벽과 연층 또는 연속 스펠

그림 F. 1.1과 같이 대상으로 하는 내진벽의 주변 골조를 다른 내진벽에 의해 4변으로 둘러싸인 내진벽을 내부 내진벽, 4변 주위가 다른 내진벽으로 둘러싸여 있지 않은 내진벽을 외부 내진벽으로 분류하고 있다.

더욱이, 내진벽이 일률적으로 사용된 경우와 연층 혹은 연속 스펠에 사용되는 경우에는 내진벽의 역학적 성상이 크게 달라진다. 그림 F. 1.2 와 같이 어떤 특정된 위치에 단독으로 벽판이 배치된 내진벽을 단일 내진벽, 높이 방향으로 적층된 내진벽을 연층 내진벽, 횡방향으로 연결해서 배치된 내진벽을 연속 스펠 내진벽으로 분류하고 있다.

또한, 연층 내진벽의 역학적 성상을, 나란히 세워진 기둥 부재를 플랜지, 벽판을 웨브로 생각해서 I형 단면의 보 부재 또는 기둥 부재로 취급하여 격자형, 래티스형 및 중복형의 SRC 부재의 역학적 성상에 대응시켜 검토할 수 있다. 즉, 그림 F. 1.3과 같이 기둥, 보 모두 SRC 조로 구성된 연층 내진벽의 구성 상황에 따라 격자형 내진벽, 래티스형 내진벽, 중복형 내진벽으로 구분한다.

격자형 내진벽은 보 부재의 철골이 격자부재로 작용하고, 콘크리트 벽에 배근된 벽 철근은 웨브의 전단보강근으로 작용하여, 격자형 SRC 부재와 비슷한 역학적 성상을 나타낸다. 강재 등의 브레이스 형태의 철골을 내장한 래티스형 내진벽은 래티스형 SRC 부재에 가까운 성상을 더욱이 벽에 강판이 내장된 경우는 웨브가 중복형으로 되어 있으므로 소위 중복형 SRC 부재와 유사한 성상을 나타내는 것으로 알려져 있다.

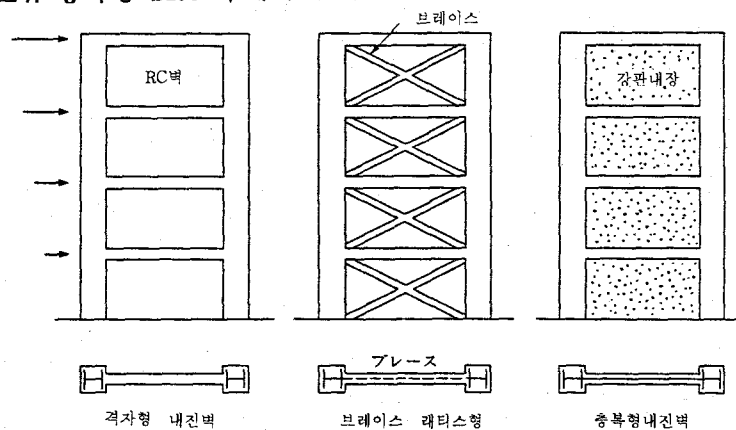


그림 F. 1.3

일반적으로, 전단파괴를 일으키는 격자형 SRC 부재의 이력곡선은 역 S 자를 나타내고, 중복형 SRC 부재에서는 설령 전단파괴가 일어나도 그 이력곡선은 안정된 방추형을 나타내는 것으로 알려져 있다. 그러므로 강판 내장된 내진벽의 이력성상은 콘크리트 벽판만으로 구성된 것에 비하여 안정된 이력성상을 나타낸다.

2. 단일 내진벽의 전단 저항 메카니즘

(1) 벽철근이 배근된 경우

그림 F 1.4는 주변 골조의 강성, 내력이 비교적 작고 중형 같은 량의 벽근이 배근된 단일 내진벽을 나타낸다. 그 내진벽에 전단력이 작용해서 콘크리트에 45°경사를 갖는 압축응력도 f_1 의 일정한 압축영역이 구성되면, 벽판의 주위에 작용하는 전단응력도 τ_1 과 벽철근에 발생하는 등가 인장응력도 $P_s \cdot \sigma_s$ [P_s : 벽철근비, σ_s : 벽철근 인장응력도] 의 사이에는

$$\tau_1 = \frac{f_1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = \frac{f_1}{2} \quad (F 1.1)$$

$$P_s \cdot \sigma_s = \frac{f_1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = \frac{f_1}{2} \quad (F 1.2)$$

$$\tau_1 = p_s \cdot \sigma_s \quad (F 1.3)$$

의 관계가 성립한다. 이 압축영역은 소위 2차원 평면응력 영역에 대한 트러스 메카니즘 나타낸 것으로, 벽판 주위의 임의의 위치에서 균형이 유지되고 있다. 그 메카니즘의 특색은 경사 압축을 받는 콘크리트가 주변 골조를 내측으로부터 확장하려는 것을 직접 벽철근의 인장력으로 눌러 꺾지 못하게 한 것이다. 따라서, 이 메카니즘에 의해 저항할 수 있는 이론적 최대 전단응력도 τ_{lu} 는 (F 1.1)식에서 $f_1 \rightarrow F_s$ [F_s :전단균열 등을 포함한 콘크리트의 압축강도] (F 1.2) 식에서 $\sigma_s \rightarrow \sigma_y$ [σ_y : 벽철근의 항복 인장응력도 로서, (F 1.4) 식과 같다.

$$\tau_{lu} = \min(F_s/2 \cdot P_s \cdot \sigma_s) \quad (F 1.4)$$

이 메카니즘에 근거하여 벽철근의 배근을 할 경우 유의점은

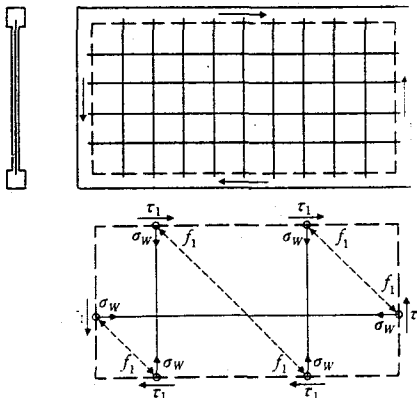


그림 F. 1.4 벽철근에서 압축영역의 구성 (주변골조가 그다지 강하지 않는 경우)

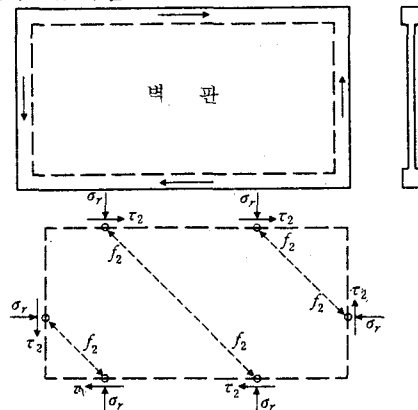


그림 F. 1.5 주변골조 구속력에 의한 압축영역의 구성(주변골조가 충분히 강한 경우)

- a) 벽철근 주변 골조의 정착 내력은 벽철근 인장 항복응력도 σ_y 이상으로 할 것
b) 종근, 횡근의 배근량은 같은량으로 할 것
- 종래에서 부터 습관적으로 사용되는 벽철근의 배근방법은 이 두가지 점을 원칙으로 한 것이고, 또한 SRC 구조, RC 구조의 어떤 것에 대해서도 사용할 수 있는 배근 방법이다. 이 배근법에 근거하여 벽근의 정착 내력이 부족한 경우나 종횡 같은량의 벽철근이 배근되지 않는 경우의 조치로서는
- a) 정착 내력으로 결정되는 벽철근의 인장응력도 σ_y 를 σ_a 로 치환해서, $P_s \cdot \sigma_y$ 를 $P_s \cdot \sigma_a$ 로 한다
b) 종근, 횡근의 벽철근비를 각각 P_{sv} , P_{sh} 로 할때, 벽철근비 P_s 를 $\min(P_{sv}, P_{sh})$ 로 한다. 기둥 또는 보 부재에 철골이 있고 벽근이 충분히 정착되지 않을 때는 전술한 a)에 의해

$$P'_s = P_s \cdot \sigma_y / \sigma_a \quad (F 1.5)$$

로 하고, 벽근량을 증가시켜 정착내력의 부족을 보완하는 것이 좋다.

(4) 식에서 콘크리트의 경사 압축파괴와 벽철근의 인장 항복이 동시에 일어날 때의 평형 벽근비 P_{so} 는, (6) 식과 같다.

$$P_{so} = \frac{F_s}{2} \cdot \frac{1}{\sigma_y} \quad (F 1.6)$$

또, $F_s / 2$ 의 값으로 SRC 규준(제 4판)에서

$$\frac{F_s}{2} = \min(F_c / 4, 3.6\sqrt{F_c}) \quad (F 1.7)$$

를 이용해 $F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$ 에 대해서 P_{so} 을 계산하면

$$F_s / 2 = \min(300 / 4, 3.6\sqrt{300}) = 62 \text{ kg/cm}^2 \quad (F 1.8)$$

로 부터

$$p_{so} = 62 / 3,000 \div 2 \% \quad (F 1.9)$$

로 되며 보통의 경우에는 벽철근의 인장 항복으로 내력이 결정되는 것을 알 수 있다.

2) 벽철근이 배근되지 않는 경우

그림 F 1.5 는 주변 골조의 강성 내력은 충분히 크지만, 벽근이 완전히 배근되지 않은 단일 내진벽을 나타낸다. 이 내진벽에 전단력이 작용해서 콘크리트에 그림 F 1.4와 동일한 45° 의 경사압축 응력도 f_2 가 같은 형식으로 압축영역을 구성하고 또한 주변 골조보다 콘크리트 벽판이 σ_r 의 구속응력도를 받는 것으로 한다.

벽판 주변에 작용하는 전단응력도 τ_2 와 구속응력도 σ_r 의 사이에는 (F 1.10)~(F 1.12)식의 관계가 성립한다.

$$\tau_z = \frac{f_2}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = \frac{f_2}{2} \quad (F 1.10)$$

$$\sigma_r = \frac{f_2}{\sqrt{2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = \frac{f_2}{2} \quad (F 1.11)$$

$$\tau_z = \sigma_r \quad (F 1.12)$$

이 메카니즘의 특색은 주변 골조가 경사 압축을 받은 콘크리트를 외측으로 밀어내는 것으로, 이 메카니즘에 의한 이론 최대전단응력도 τ_{zu} 는 (F 1.10)식에서 $f_2 \rightarrow F_s$, (F 1.11)식에서 $\sigma_r = \sigma_{ru}$ (σ_{ru} : 주변 골조의 인장, 휨, 전단내력에 의해 결정하는 최대 구속응력도)로서 (F 1.13)식과 같다.

$$\tau_{zu} = \min (F_s / 2, \sigma_{ru}) \quad (F 1.13)$$

그렇지만, 이 벽철근이 없는 압축영역에서 고려해야 할 것은 이 메카니즘에서 전제가 되고 있는 주변 골조의 강성, 내력이 충분히 크다고 생각하는 것이 만족되는가에 달려있다. 즉, 경사압축을 받는 콘크리트의 구속 반력에 의해 주변 골조에는 축력, 휨과 전단이 생긴다. 이 조합 단면력에 대해서 골조를 설계하지 않으면 안된다. 좌우 기둥과 상하 보는 벽판의 중국 전단응력도 τ_{zu} 에 대해서

$$csT = \ell / 2 \cdot t \cdot \tau_{zu} \quad (F 1.14)$$

$$BS T = h / 2 \cdot t \cdot \tau_{zu} \quad (F 1.15)$$

여기서 h, ℓ : 벽판의 높이와 길이

그렇게 해서 얻은 인장력 $csT, BS T$ 가, 기둥과 보에 각각 일어나지만, 이 인장력에 대해서, 주변 골조가 충분한 내력을 가질 수 있도록 하는 것이 필요하다. 주변 골조가 휨 전단에 대해서 충분한 내력을 가지고 있어도, 축방향의 내력이 부족하면, 주변 골조는 콘크리트의 경사압축력에 의해 밀려나가고, 결과적으로는 압축영역이 구성되지 않은 요인이 된다. 예로서 그 압축영역의 구성에 대해서, 보 부재가 어느 정도의 강재량이 필요한가를 (F 1.15)식에서 계산해 보면

$$\frac{BSa \cdot \sigma_y}{b \cdot D} = \frac{1}{2} \cdot t \cdot \frac{t \cdot h}{b \cdot D} \cdot \tau_{zu} \quad (F 1.16)$$

여기서 b, D : 보의 단면 폭과 높이

$$BS P = \frac{BSa}{b \cdot D} = \frac{1}{2} \cdot \frac{t}{b} \cdot \frac{h}{D} \cdot \frac{\tau_{zu}}{\sigma_y} \quad (F 1.17)$$

여기서, $BS P$: 벽철근이 없는 압축영역의 구성에 필요한 보 부재의 강재비가 되고, τ_{zu} 를, $\tau_{zu} = F_s / 2$ 로 하고 (F 1.7)식으로 하면 $F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$, $F_s / 2 = 62 \text{ kg/cm}^2$, $t / b = 1 / 4$, $h / D = 4$ 에 대해서

$$\text{식 } \text{BS}P = 1 / 2 \cdot 1 / 4 \cdot 4 \times 62 / 3000 = 1\%$$

정도로 된다.

주변 골조에 어느 정도의 강성, 내력이 있고, 동시에 벽근이 배근되어 있는 경우는 (F 1.4)식, (F 1.10)식에서 $f_1 + f_2 \rightarrow F_s$ 의 조건을 고려하면, 그 이론 최대전단응력도 τ_{3u} 는

$$\tau_{3u} = \min\{F_s, (P_s \cdot \sigma_y + \sigma_{ru})\} \quad (\text{F } 1.18)$$

로 되며, SRC 기준 제 4판의 벽판 전단내력식의 기본이 얻어진다.

이상이 벽철근이 없는 경우의 압축영역의 메카니즘 구성 상황에 있지만, 이 경우에는 주변골조의 강성, 내력에 대해서 영향을 받는 동일한 압축영역이 가능하다고 가정하고 있다. 주변 골조가 그다지 강하지 않으면, 압축영역은 벽판 전체에 걸쳐 같은 형태로 구성되지 않고, 어떤 범위에 한정된 국부적인 기둥, 보의 접점을 연결하는 대각선상에 직접적인 압축영역이 구성된다. 이 경우의 이론 종곡전단력을 구하기 위해서는 주변 골조와의 상호작용을 고려되어야 하며 그렇게 간단하지가 않다.

SRC 기준에서는 벽판 압축영역의 최대 전단응력도의 상한치는 (F 1.7)식과 같으나, 이 값은 경사지게 압축된 콘크리트 외부의 압축강도를, 실린더 강도의 1/2 정도로 저감한 것으로 되어있다.

그 이유는 균열의 영향을 포함하는 콘크리트의 압축강도가 균열의 영향에 의하여 저하 하는 것 외에 이상적인 동일한 압축영역이 된다고 가정하는 사실에 대한 저감의 의미도 동시에 포함하고 있는 것으로 생각할 수 있다.

3. 1 스펜 연층 내진벽의 배근법

SRC 기준 제4판 내진벽의 설계식은 단일 내진벽을 스펜 방향, 또는 높이 방향에 연결하므로써 다층 다스펜의 내진벽이 구성된다는 가정을 기본으로하여 구성되어 있다.

실제 건물에서 배치된 내진벽 배치나 형상은 다양하므로, 단일적인 것에서부터, 연층, 연속 스펜 내진벽에 대해서, 단순 명쾌한 이론 구성으로 대응하기 때문에, 「단일 내진벽을 쌓아 올린다」는 개념이 실용적이다. 그래서 보다 실용적인 SRC 구조 내진벽에 대해서 이 설계법의 기본 개념을 기초로 해서 배근의 문제를 생각해 본다.

우선, 연층 내진벽의 예로서 그림 F 1.6과 같이 1 스펜 3층의 연층벽을 검토해 본다. 어떤 지진하중을 받아서 벽판에 발생하는 평균 전단응력도가 3층에서 τ_3 , 2층에서 τ_2 1층에서 τ_1 이고, 콘크리트 판에 45°의 경사를 가지고 일정한 압축영역이 구성되어 있다고 가정한다. 주변 골조는 각각의 전단응력도와 같은 크기의 압축응력도로서 외측을 밀친다. 주변 골조가 그다지 강하지 않다면 밀려고 하는 힘에 대해서 벽철근의 인장력으로 저항시켜야 한다.

이런 경우에는 어느 층에 대해서도 중, 횡 같은 량의 벽철근을 배근할 필요가 있다. 만약 각층 보가 충분히 강하고 3층에서는 τ_3 , 2층에서는 $(\tau_2 - \tau_3)$ 의 힘에, 1층에서는 $(\tau_1 - \tau_2)$ 의 힘에, 최하층 기초 보에는 τ_1 의 힘에 대해서 보 자신으로 구속할 수 있는 상황이라면, 횡근만을 배근하면 되고, 꼭 종근이 필요하지는 않다. 즉, 일반의 보, 기둥 전단보강과 같이, 재축에 대해 직교하는 횡보강근과 같은 배근을 하면

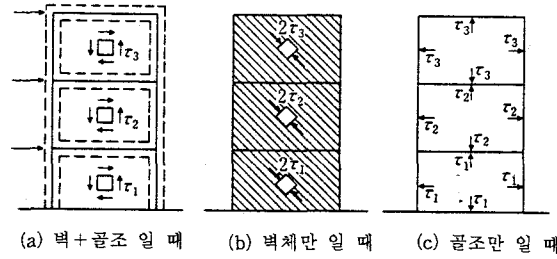


그림 F. 1.6 내진벽 모델

된다. 또한, 3층보만이 충분히 강하고 2층, 1층 중간의 보가 그다지 강하지 않는 경우는, 3층에서는 τ_3 에 대한 횡근만 배근하고, 2층에서는 τ_2 에 대한 횡근과 $(\tau_2 - \tau_3)$ 에 대한 종근을, 1층에서는 τ_1 에 대한 횡근과 $(\tau_1 - \tau_2)$ 에 대한 종근을 배근하면 된다. 단, 이 배근이 가능한 것은 내진벽의 내력이 벽철근으로서 결정될 경우이며, 콘크리트의 경사 압축으로 내력이 결정되는 경우에는 이와 같은 배근은 할 수 없다.

10층 이상인 연층 벽에서는, 상부 내진벽은 여력이 있는 경우가 많으므로, 종방향에 밀려 올라오는 힘을 상부에서 구속시켜 두면, 횡근의 배근만으로도 충분한 성능이 얻어진다.

그러나, 이와 같은 벽철근 배근을 할 경우 주의해야 할 점이 있다. 예로, 그림 F. 1.6의 2층 벽을 자유물체로 생각할 경우, 벽 전체를 밀어 올리는 힘으로서 $\tau_2 \cdot t \cdot \ell$ 이 작용하고, 종근에 의해 당겨 내리는 저항력은 $(\tau_2 - \tau_3) \cdot t \cdot \ell$ 에 상당하는 것 밖에 없으므로 그 차이가 (F. 1.19)식과 같이 양측 기둥의 인장력 csT_2 을 유발한다.

$$csT_2 = \{ \tau_2 - (\tau_2 - \tau_3) \} \cdot t \cdot \ell / 2 \quad (F. 1.19)$$

여기서 t, ℓ : 벽두께와 벽길이

이 (F. 1.19)식에서 구해진 인장력에 저항할 수 있는 기둥 구조로 해두는 것이 매우 중요하다.

더구나 기둥측의 구속력을 기대하여 σ_r 에 상당하는 양만큼 횡근량을 감소시킨 경우는 σ_r 에 의해 생기는 인장력은 중간 보의 인장력으로서 대처하는 것이 필요하다. 그러므로 SRC 구조에서는 조립용이라 하더라도 중간보 위치에 철골이 필요한 경우가 많지만 그 중간보 철골의 인장력을 T_A 라 하면

$$\sigma_r = T_A / (t \cdot h) \quad (F. 1.20)$$

가 된다. 여기서 t, h : 벽두께 및 벽 높이

이 경우는 T_A 에 상당하는 양만큼의 인장력을 횡근의 저항분에서 감할 수 있다.

이러한 역학적 작용에 대하여 벽철근 배근의 합리화를 행할 수 있다.

4. 1층 다스펜 내진벽의 배근방법

더욱이, 배근의 문제를 검토하기 위해 그림 F. 1.7의 1층 다스펜 내진벽을 생각해 본

다. 각 스패에 있어서 벽판 평균 전단응력도를 τ_1, τ_2, τ_3 로 하고, 주변 골조가 그다지 강하지 않다면, 어느 벽에 대해서도 각각의 전단응력도에 상응하는 량의 종, 횡동일량의 벽철근을 배치하는 것이 필요하다. 그렇지만 전술한 이유와 같이 보 부재가 충분한 강도가 있는 경우에는 종근은 반드시 필요한 것은 아니다. 역으로 좌우 기둥이 τ_1, τ_2 을 충분히 구속할 수 있다면, 좌우 벽의 횡근은 불필요하고, 또한 중앙 벽에는 $(\tau_1 - \tau_2)$, 혹은 $(\tau_2 - \tau_3)$ 의 어느 것이든 큰 쪽의 구속력의 차이에 맞는 횡근을 배근하면 된다.

이 경우 주변의 기둥, 보는 전술한 이유에 의해서 인장력이 생기므로 이 인장력에 대처할 수 있는 충분한 배려가 필요하다.

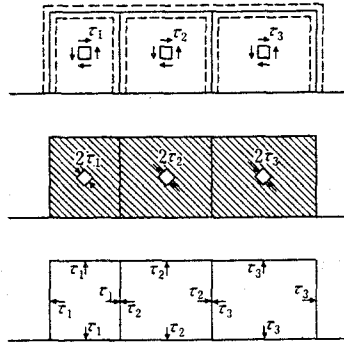


그림 F. 1.7 1층 다스팬 내진벽의 배근법

부록 F 2. 내진벽 벽철근의 정착

본 배근지침에서는 부재의 소성화 부분과 비소성화 부분으로 나누어 부재의 배근 형상을 검토한다. 내진벽에 대해서도 소성화하는 부분과 내진벽을 포함한 골조가 그 종국 상태에서도 소성화한 부분과 하지 않는 부분(비소성화 부분)으로 나누어 벽철근 정착방법을 생각할 수 있다.

SRC 규준의 25조 「내진벽」의 고려 방법에 따라서, 콘크리트 벽만으로 구성된 내진벽의 RC벽 1 스패당 개구부가 없는 벽판의 단기허용전단력을 구하면 (F 2.1)식과 같다.

$$wQ_A = \min(wQ_1, wQ_2) \quad (F 2.1)$$

$$wQ_1 = f_s \cdot w_t \cdot \ell \quad (F 2.2)$$

$$wQ_2 = Q_w + \sum Q_c \quad (F 2.3)$$

$$Q_w = (wP \cdot w_{ft} + w \tau_A) w_t \cdot \ell \quad (F 2.4)$$

$$\sum Q_c = \frac{1}{2} \min(\sum_{CS} Q_A, \sum_{BS} Q_A \frac{\ell}{h}) \quad (F 2.5)$$

wQ_1 는 벽의 균열전의 전단내력이고, 허용전단력이 wQ_1 이하이면 계산상 벽철근은 불필요하다. wQ_2 는 벽의 균열후 전단력으로 외부 내진벽에서는, 벽판 부분의 벽철근의 허용전단응력(wP , wf_t)과 주변 골조의 구속력($w\tau_A$)을 더하여, $\sum Q_c = 0$ 으로 두고, 내부 내진벽에서는($w\tau_A$) = 0 으로 하고, $\sum Q_c$ 를 더하여 구한다.

이 역학적 성상에 대한 배근 정착에 관하여 고찰한다.

부록 F 1의 내진벽의 역학적 성상의 고찰 방법을 참조하면, 주변 골조와 벽판 경계면에서의 힘의 평형은 벽철근이 정착되어 있는 경우는 그림 F 2.1의 그림 (a), 주변 골조에서의 구속력에 대해서는 그림 (b)와 같이 된다.

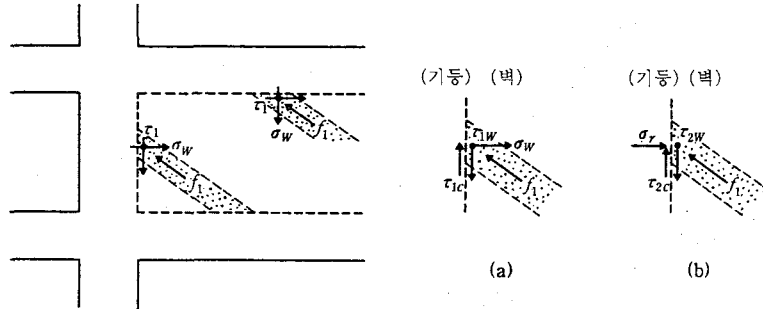


그림 F. 2.1 주변골조와 내진벽 경계면의 평형

그림 (a)는 벽철근에 의한 응력도 σ_w 와 45° 방향 콘크리트의 압축응력도 f_1 으로 평형을 이루고 그 연직방향으로 τ_{1w} 가 발생하고, 주변 골조에 τ_{1w} 와 τ_{1c} 가 평형을 이루어 전달되기 때문에, 벽철근을 주변 골조에 정착시키는 것이 필요하다.

마찬가지로 그림 (b)에서는 주변 골조에 벽판 콘크리트 압축영역 응력도 f_1 이 작용하고, 구속력 σ_r 이 발생하면, 힘의 평형으로부터 주변 골조와 벽판 사이에 $\tau_{2c} = \tau_{2w}$ 의 직접 전단력이 생긴다.

이 경우는 주변 골조에서의 구속응력 σ_r 과 콘크리트 압축영역 응력 f_1 의 수평분력 ($-\sigma_r$)으로 평형이 유지된다. f_1 에 연직방향 분력 τ_{2w} 에 대해서는 그림과 같은 저항 전단력(τ_{2c})가 필요하지만 이 전단력은 주변 골조와 벽판과의 마찰력에 따라 일어나는 것으로 생각할 수 있다. 주변 골조와 벽판 경계면의 전단력 전달 메카니즘은, 마찰 저항설, 콘크리트 파괴이론설 등이 있고, 접합부의 구조적 특성에 따른 실험으로 확인하는 것이 필요하지만, 콘크리트와 콘크리트조 면의 마찰계수는 1.0이상인 것이 확인되어 있으므로(문헌 2.9.14, 2.9.15) $\tau_{2c} = \tau_{2w} \leq \tan \phi \times \sigma_r$ 로 되므로 주변 골조 구속력에 부가한 벽판의 전단력에 대해서, 계산상 보강할 필요가 없다. 그러나 벽철근을 주변 골조에 정착하지 않는 경우에는 기둥과 벽판의 경계면은 무균 상태로 되고 콘크리트의 건조수축이나 약한 진동에 의해 균열이 발생할 수 있다. 내진벽이 큰 힘을 받으면 벽판 주변부가 압축 파괴되고 콘크리트가 탈락되는 것이 예상된다. 이 때문에 벽철근을 정착하지 않는 경우 또는 정착 길이가 극히 짧은 경우는 주변 골조와 벽판 경계면에, 스티드 코넥트의 배치, 또는 장부철근이 필요하고 더욱이 벽 주변부를 보강하는 것이 필요하다. 머리있는 스티드와 장부철근을 이용해 설계하는 경

우는 내진벽이 종국 상태가 되어도 벽판 주변부의 콘크리트가 전단균열에 대해서는 탈락하지 않고 일체성을 확보할 수 있는 벽판 주변의 보강이 필요하다. 여기서, 그림 F 2.2의 건물 골조에 구성되어 있는 연층 내진벽, 단일 내진벽에 대해서도 고려한다. 건물 골조가 종국상태, 즉 내진벽에 연속하는 기둥·보의 재단이 휨 항복한 상태를 상정해서 연층 내진벽, 단일 내진벽의 상태를 각각 (a), (b)로 나타낸다. 내진벽의 소성화, 비소성화를 논하는 것은 곤란하지만 여기서는 안전측을 고려해서 다음과 같은 목표로 내진벽의 소성화 비소성화를 고려한다.

내진벽을 둘러싼 가구가 종국상태, 즉 내진벽에 접속하는 기둥, 보의 재단이 휨 항복 상태로 된 경우, 아래의 (1), (2)에 해당하는 내진벽을 비소성화 내진벽으로 한다.

- (1) 벽판의 설계 전단력이 균열 단기허용전단력, 즉 (F 2.2) 식의 wQ_1 이하로 하는 경우
- (2) 주변골조가 인장 또는 압축 항복하지 않는 상태로서, 내진벽 설계 전단력이 (F 2.3) 식의 wQ_2 의 단기허용 전단력 이하인 경우

(1)은 설계전단력이 균열 내력이하 이므로, 벽철근은 계산상 불필요하다. 이 경우는 벽철근 정착길이에 대해서는 특히 문제가 없고 벽판 균열이나, 주변 골조와 벽판과의 접속면을 따라 발생하는 균열을 방지하면 좋고, 벽철근 정착은 최소 정착길이로 하는 것이 좋다. 또한, 벽철근 말단부에서 전단효과를 기대하는 설계로 한 경우는 주변 골조 벽철근의 말단부에 매립한 길이는 $15d$ 이상으로 하는 것이 좋다.

(2)는 주변 골조의 구속력이 충분히 크고, 내진벽으로서의 전단력을 벽철근 인장력 (F 2.4) 식의 wP , wf_t 에 기대하지 않고, 주변 골조의 구속력에 기대하는 설계를 할 경우가 있다. 주변 골조의 구속력에 의한 전단내력과 벽판만에 의한 전단내력의 설계전단력에 대한 부담비율에 대해서는 설계에 문제가 있지만 주변 골조와 벽판의 접속부의 직접 전단력(그림 F 2.1의 τ_{1w} 또는 τ_{2w}) 즉, 벽철근에 의한 인장력(wP, wf_t) 크기의 전단력에 대해서 머리있는 스티드, 또는 장부철근에서 설계 가능한 범위에 벽판이 부담하는 전단력을 결정할 필요가 있다.

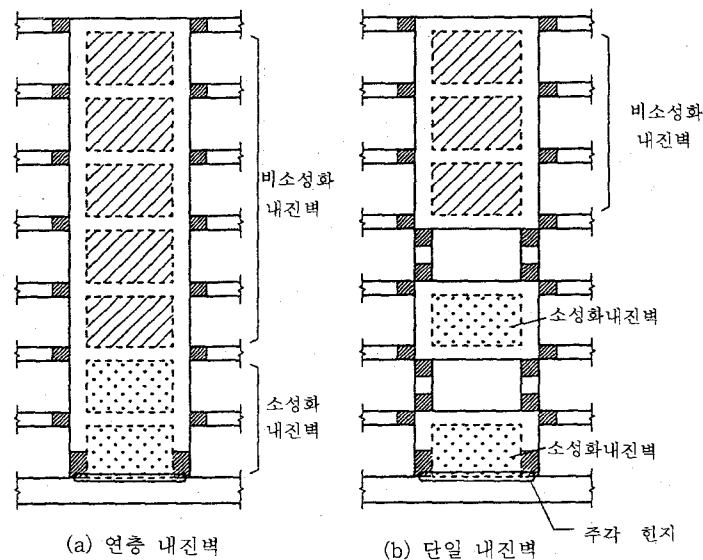


그림 F. 2.2 소성화 내진벽과 비소성화 내진벽

[계산예]

주변 골조와 벽판 접속면에 머리있는 스티드를 사용하는 경우의 계산 예를 SRC 규준 제 4판의 [계산 예 17] 를 이용하여 설계한다(그림 F 2.3 참조).

계산 예 17에서 경계면과 벽판 주변의 보강근에 필요한 재원을 발췌하여 적으면, wQ_2 는

$$wQ = (wP \cdot w f_t + w \tau_A) w t \cdot \ell$$

$$F_c = 300 \text{ kg/cm}^2 \quad wP = 0.71\% \quad wP \cdot w f_t = 21.3 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{D10 복배근 @100}$$

$$w \tau_A = 8.6 \text{ kg/cm}^2 (\text{계산예에서는 보에 의해 결정된 값})$$

$$w t : \text{벽 두께 (20cm)}$$

$$\ell : \text{안 길이 (670cm)}$$

계산 예 17에서는 단일 내진벽으로 취급하고 있고, 이 경우 구속력 $w \tau_A$ 는 보에 의해 결정 되어지고, $w \tau_A = 8.6 \text{ kg/cm}^2$ 으로 되어 있다. 그렇지만 그림 F 2.3에서는 연속층 내진벽의 일부로 취급하고 있으므로, 보에 대해서는 상, 하단 내진벽의 구속력이 작용하기 때문에 그 구속력은 계산 값보다 큰 값이 되고, 이 경우의 설계에서는 기둥에서의 구속력 29.6 kg/cm^2 이 계산의 대상이지만 여기서는 보강 상태를 비교하는 의미에서 $w \tau_A = 8.6 \text{ kg/cm}^2$ 으로 한다.

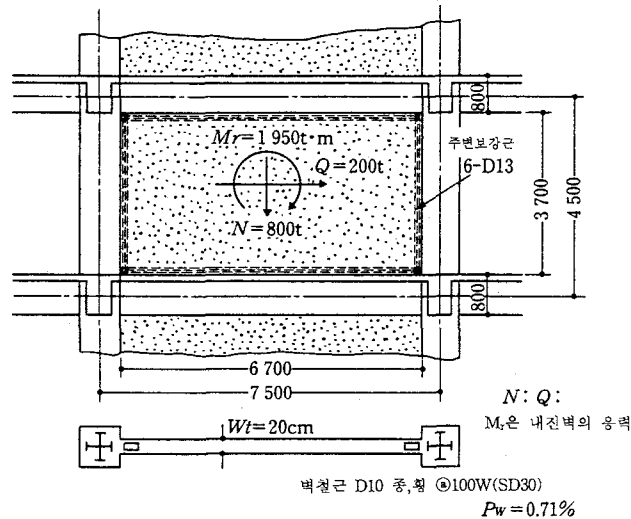


그림 F. 2.3 SRC규준 (예제 17) 내진벽 (1)

벽철근 @ 100당 벽철근의 인장력 T_w

$$T_w = 0.0071 \times 3,000 \times 20 \times 10 = 4,260 \text{ kg}$$

그림 F 2.4를 참조해서, 우선 벽철근 1조마다 벽 주변 보강근에 응력을 전달할 필요가

있으므로 보강근의 필요 단면적 m_{at} 는 벽철근 인장력 T_w 와 콘크리트 압축영역의 분력으로 그림 F 2.1의 τ_{1w} 방향으로 필요한 보강근량을 구하여 원래의 배근량(보강근의 위치에 있는 원래의 벽철근량)를 합산하여 구한다.

주변 골조와 벽판의 접속면 길이 10cm당 보강근의 단면적 m_{at} 는

$$m_{at} = 4260/3000 + 0.0071 \times 20 \times 30 = 1.42 + 4.26 = 5.68 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{-D13}(a_t = 7.62 \text{ cm}^2)$$

여기서, 벽 주변부의 보강 구간의 길이는 30cm로 한다.

보강근에 필요한 주장 $m\phi_a$ 는 머리있는 스티드를 10cm간격으로 철골에 용접해서 주변 골조와 벽판간의 전단응력도를 10cm 간격으로 전달되는 것으로 하면, 단기허용부착응력도는 $f_{bond} = 1.5 \times 25.5 = 38.25 \text{ kg/cm}^2$ 이므로

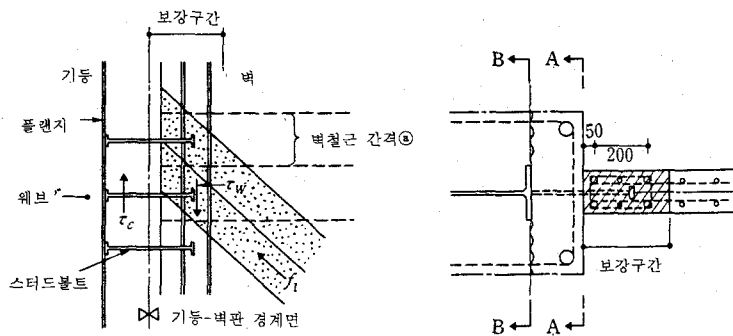


그림 F. 2.4 주변골조와 벽판의 마무리

주변 보강근의 전 주장은

$$m\phi_a = 4260 / 38.25 \times 10 = 11.13 \text{ cm}$$

1본당 필요 주장은

$$\phi = 11.13 / 6 = 1.855 \text{ cm} < 4.0 \text{ cm (D13)}$$

주변 골조와 벽판사이의 머리있는 스티드의 분수는 문헌 2.9.10로 부터

$$q_a = \phi_{s1} \times (0.5_{sca} \sqrt{F_c \cdot E_c}) \text{에서}$$

$$\sqrt{F_c \cdot E_c} = \sqrt{300 \times 2.1 \times 10^5} = 7937 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_{s1} = 0.6$$

직경 16 ϕ ($a_t = 2.01 \text{ cm}^2$)을 ① 100으로 배치하면

$$q_a = 0.6 \times 0.5 \times 2.01 \times 7900 = 4736 \text{ kg} > 4260 \text{ kg/cm}^2$$

더욱이, 벽판 주변 보강부에서의 벽철근의 정착길이를 계산한다.

벽철근의 말단부에는 90° 후크 또는 철골 지름의 2배 정도의 직경의 머리를 부착하여, 후크 효과를 기대한다. 이때의 보강 구간에 매립된 벽철근의 정착길이는

$$l_d = (2/3) \times a_t \cdot \sigma_y / f_{bond} \times \phi \text{에서}$$

$$l_d = 0.67 \times 0.71 \times 3000 / (38.25 \times 3.0) = 12.41 \text{ cm} \rightarrow 12.5 \text{ cm}$$

이고, 벽판 주변의 보강 부분에 정착시킨다(그림 F 2.4 참조). 즉 내진벽의 모서리부를 확대하면 그림 F 2.5과 같이 마무리된다.

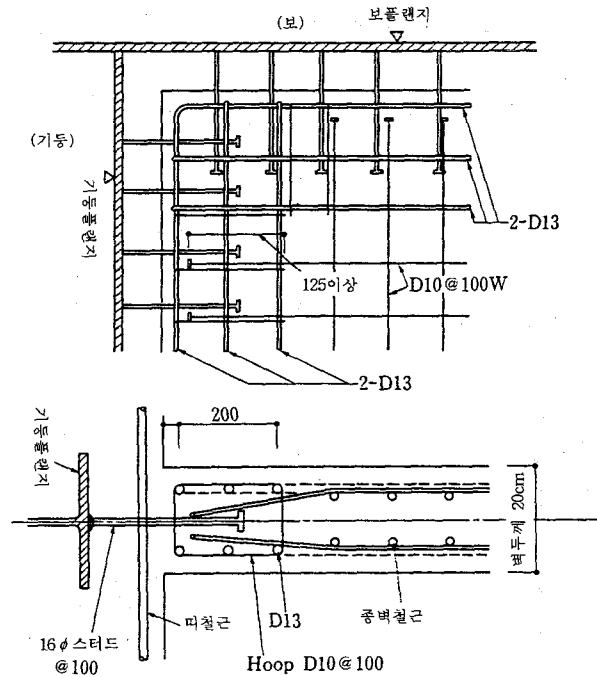


그림 F. 2.5 벽판 주변부의 마무리

이 계산에서는 주변 골조와 벽판의 경계, 즉 그림 F 2.4의 A-A 단면 위치에 직접 전단력이 작용함으로써, 그 부분의 쉬어코타(shear cotter)의 내력 계산을 한다. 그러나 경계면의 직접 전단력이 주변 골조의 축력으로 평가하기 위해서는 B-B 단면에 있어도 같은 식으로 검토가 필요하다.

그림 F 2.4에는 머리있는 스티드를 내장 철골에 용접하기 때문에 특별히 문제가 없지만 장부철근으로 이 전단력을 검토할 때는 B-B 단면의 검토도 필요하다. 이 경우는 보의 철골 플랜지 위치에서의 콘크리트의 유효폭과 같이 취급하고, 철골 플랜지 면에 부착력을 0 으로 하는 것이 좋다. 우선 B-B 단면에서 철골 플랜지 폭을 인용한 잔류 콘크리트 단면에서, 주변 골조와 벽판사이에 작용하는 전단력을 검토한다. 이 경우 허용 전단력은 편칭에 의한 허용 전단응력도를 이용하는 것이 좋다. 편칭에 의한 허용 전단응력도를 초과하는 경우는 띠철근등의 재축에 직교하는 전단보강근의 구속력 $w_a \cdot w_{sy} \cdot \tan \phi$ ($\tan \phi \geq 1.0$) 로 구속력이 직접 전단력을 상회하도록 주변 골조의 전단보강근을 배근하는 것이 필요하다.

부록 F 3. 평강 브레이스의 좌굴보강

SRC 규준에서는 S 조 브레이스를 내장한 SRC 조 내진벽의 전단내력은 S 조의 전단내력과 RC 조의 전단내력을 누가하는 것이 좋다고 되어 있다. 그러나 평강 브레이스를 내장한 현장타설 내진벽의 연구 예는 거의 없고, 평강 브레이스가 수평력을 받아 압축 항복하는 경우의 역학적 거동에 대해서는 불명확한 부분이 많고, 실무에서는 평강 브레이스의 판 두께와 RC 조의 벽두께 관계, 평강 브레이스의 좌굴 보강 등에 많은 문제가 있다. 그러므로 SRC 조 내진벽의 합리적인 배근법을 확립하기 위해서는 이러한 문제를 해결할 필요가 있다. 반면, 최근에는 앵커볼트 평강 브레이스를 내장한 PC판의 실험 연구는 적극적으로 이루어지고 있으며(문헌 2.9.2) PC 벽판은 칸막이 벽으로 여기에 내장된 평강 브레이스의 좌굴성상에 대해서는 명확히 밝혀지고 있다.

그러므로 이러한 연구 성과를 참고하여 현장타설 내진벽에 내장한 평강 브레이스의 경우 좌굴보강 설계에 대한 한가지 방법을 논한다.

일반적으로 콘크리트와 평강사이의 부착력은 작으므로 내장한 평강 브레이스가 압축 항복하면, 평강 브레이스가 휨 강성은 0이 되지만, 이 내장한 압축재가 면외에 휨 상태에서 압축력을 전달하기 위해서는 브레이스의 재축에 대해서 횡으로 보강할 필요가 있다.

평강 브레이스를 보강한 RC 조 내진벽의 콘크리트 판 양단은 고정상태에 있지만, 이 경우 고정도가 어느정도 기대할 수 있는지 불명확하므로, 여기서는 안전을 고려해서 보강 콘크리트의 양단을 핀으로 지지하는 것으로 가정해서 검토한다.

이 보강이 브레이스 주변의 콘크리트에 의해 행해지고, 동시에 이 보강력 B_f 가 브레이스 전 길이에 걸쳐서 B_f / ℓ 의 크기로 동일하게 분포하는 것으로 가정하고 그 값은 평강 브레이스의 압축 항복축력 N_y 에 대해서도

$$B_f = \alpha \cdot N_y \quad (F\ 3.1)$$

가 된다. 더욱이, 브레이스 주위의 휨 균열이 발생된 콘크리트가 유효폭 B_{ef} 를 가진

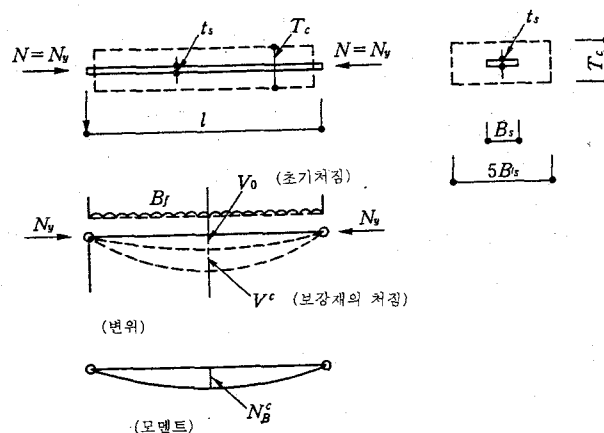


그림 F. 3.1 보강력의 분포

단순보로 되어 보강력이 주어진 것으로 한다. 이 보의 중앙부에 발생하는 휨 모멘트 M_B^c 및 중앙부의 처짐 v^c 는 그림 F 3.1을 참고하여

$$M_B^c = \frac{B_f \cdot \ell}{8} \quad (F 3.2)$$

$$v^c = \frac{5}{384} \cdot \frac{B_f \cdot \ell^3}{E^c \cdot I^c} \quad (F 3.3)$$

여기서 ℓ : 평강 브레이스의 길이

E^c, I^c : 유효폭 B_{ef} , 축 T_c 의 콘크리트 보의 영계수 및 단면 2차모멘트이다.

반면 압축력 N_y 를 받아 휨 평강 브레이스의 중앙의 휨모멘트 M_B^c 는 이 중앙부의 초기 처짐을 v_o^c 로 하면

$$M_B^c = N_y \times \{v^c + v_o^c\} \quad (F 3.4)$$

로 표시된다.

(F 3.2)식과 (F 3.4)식을 같다고 하여 정리하면

$$\frac{B_f \ell}{8N_y} \left(1 - \frac{5\ell^2}{384} \cdot 8N_y\right) = v_o^c \quad (F 3.5)$$

이 되고, 더욱이 (F 3.1)식을, (F 3.5)식에 대입하고 k_B 의 값을 이용하여 정리하면 (F 3.6)식이 얻어진다.

$$\alpha \left(1 - \frac{5}{48k_B}\right) = \frac{8v_o^c}{\ell} \quad (F 3.6)$$

이 관계식은 평강 브레이스의 좌굴 보강에 대한 조건식으로 문헌 (2.9.2)에 주어진 것이지만 α , k_B 및 v_o^c/ℓ 를 나타내면 그림 F 3.2와 같이 된다. 이것은 평강 브레이스가 압축항복하여 그 내력을 유지할 수 있을때의 보강력의 계수 α 를 결정하는 보강 콘크리트에 필요한 휨강성에 상당하는 량 k_B 는 초기 처짐량 v_o^c 에 의해 결정되며, v_o^c 가 작고, k_B 가 크게 되면 필요한 보강력 계수 α 는 작아지는 것을 나타내고 있다. 예로서 $\alpha = 0.02$, $v_o^c = 1/1000$ 이면, $k_B = 0.18$ 로 된다. 그러므로 $v_o^c/\ell = 1/1000$ 인 평강 브레이스에 대해서 $\alpha = 0.02$ 의 보강력을 확보하기 위해서 주위 콘크리트의 휨강성에 비례하는 량 k_B 를 0.18 이상으로 하면 된다.

평강 브레이스의 좌굴보강에 대해

$$k_B = \frac{E^c \cdot I^c}{N_y \cdot I^2} \geq 0.18 \quad (F 3.7)$$

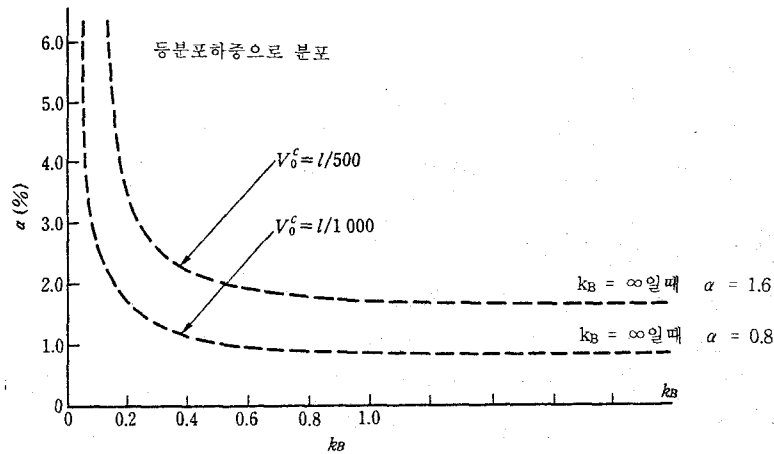


그림 F. 3.2 보강재의 필요강성과 항복축력의 %

를 필요조건으로 하여 콘크리트의 벽 두께를 검토할 수가 있다. 그림 F 3.2를 참조해서 평강 브레이스의 좌굴 항복응력도 σ_y 콘크리트의 휨강성을 평균열 발생후의 강성 저하율을 고려해서

$$E^c \cdot I^c = \lambda (E^c \cdot I^c)_0 \quad (F 3.8)$$

여기서 λ : 휨강성 저하율

$(E^c \cdot I^c)_0$: 평균열을 일으킬 때의 휨강성

또한, 콘크리트판에 있어 유효폭 B_{ef} 를 (F 3.9)식으로 나타낼 수 있다고 가정하여 (F 3.10)식의 제원을 이용하여 정리하면

$$B_{ef} = 5 \times B_s \quad (F 3.9)$$

여기서, B_s : 브레이스 폭

$$M_y = s \sigma_y \cdot t_s \cdot B_s = s \epsilon_y \cdot E_s \cdot t_s \cdot B_s \quad (F 3.10)$$

$$(E^c \cdot I^c)_0 = E_c \cdot (B_{ef} \cdot t_c^3 / 12)$$

여기서, E_c : 콘크리트의 영계수

E_s : 강판의 영계수

$s \sigma_y$: 강판의 항복응력도

$s \epsilon_y$: 강판의 항복변형도

주) *1 k_b 의 값이 최소가 아니고 부도 F 3.2에서 보강력이 급증한다. 또 평강 브레이스의 초기 변형이 큰 경우도 보강력이 크지 않다. k_b 의 값은 보강한 콘크리트의 휨강성에 비례해서 평강 브레이스 길이의 제곱에 반비례해 적게 나타나지만 부재 치수의 도리 방향 및 현장시공에서의 정확한 관리가 중요한 문제가 된다.

$$\frac{\lambda \cdot E_c \cdot \frac{B_{ef} \cdot t_c^3}{12}}{s \epsilon_y \cdot E_s \cdot t_s \cdot B_s \cdot l^2} \geq 0.18 \quad (F 3.11)$$

로 된다. 더욱이, $E_s / E_c = n$ 으로 하여 (F 3.9)식의 관계를 사용하여 정리하고

$$\frac{T_c}{t_s} \geq 0.18 \cdot \frac{n}{\lambda} \cdot \frac{12}{5} \cdot s \epsilon_y \cdot \left(\frac{1}{T_c} \right)^2 \quad (F 3.12)$$

로 되고 (F 3.12)식이 필요한 콘크리트판의 판 두께를 정하는 조건이 된다. 그래서, 평강 브레이스의 항복변형도를 $s \epsilon_y = 0.0015$, $n = 15$, $\lambda = 0.5$ 로 하면

$$\frac{T_c}{t_s} \geq 0.18 \cdot \frac{15}{0.5} \cdot \frac{12}{5} \cdot 0.0015 \left(\frac{1}{T_c} \right)^2 \approx 0.02 \left(\frac{1}{T_c} \right)^2 \quad (F 3.13)$$

로 되고, 평강 브레이스의 좌굴보강에 필요한 콘크리트 벽의 판두께 T_c 의 목표값을 얻는다. 소요 콘크리트 벽의 두께는 평강 브레이스를 보강하는 콘크리트 유효폭의 강성을 나타내는 (F 3.7), (F 3.8)식에서 정하여 진다.

한편, (F 3.1), (F 3.2)식에서 보강력이 구해진다.

$$M_B^c = \frac{\alpha}{8} N_y \cdot l \quad (F 3.14)$$

에 대해서 가정한 유효폭 $B_{ef} = 5B_s$ 의 범위의 콘크리트 벽에 대해서 휨 보강을 할 필요가 있지만 이 휨 보강근의 산정을 평형된 철근비 이하로 하는 것으로 가정해서

$$a_t = \frac{M_B^c}{0.9 \cdot d \cdot r \sigma_y} \quad (F 3.15)$$

여기서, d : 콘크리트벽의 유효폭으로 $0.9T_c$ 로 한다.

$r \sigma_y$: 벽철근의 항복인장응력도

에 따라 행하는 것이 좋다.

지금 $\alpha = 0.002$

$$N_y = \sigma_y \cdot t_s \cdot B_s$$

$$s \sigma_y = r \sigma_y$$

$$a_t = \frac{0.02}{8} \cdot \frac{\sigma_y \cdot t_s \cdot B_s \cdot l}{0.9 \times 0.9 T_c \cdot r \sigma_y} \approx 0.03 \cdot t_s \cdot B_s \left(\frac{1}{T_c} \right) \quad (F 3.16)$$

로 되고 휨 보강근의 목표값이 얻어진다.

이상 현장타설 SRC 조 내진벽에 내장할 수 있는 평강 브레이스 판 두께 t_s 와 RC 조의 벽 두께 T_c 의 비에 대해 검토하고, 또한 보강근량의 목표값을 검토해 보았다. 이 결과에서 SRC 규준에 게재되어 있는 계산 예를 RC 조 벽에 내장된 평강 브레이스의 판두께 및 그때의 최대 전단내력을 검토한다.

[평강 브레이스를 내장한 내진벽의 계산예]

SRC 규준 [계산예17]의 내진벽에 평강 브레이스를 내장한 경우를 검토한다.

보강력은 브레이스 항복 축력의 2%로 가정한다. 계산 예에서 재원을 정리하면 브레이스 길이는 브레이스의 중심이 기둥 콘크리트 면, 보 콘크리트 면과 접한 길이는 $l = 470\text{cm}$, $\theta = 50.12^\circ$ 이다.

여기서 콘크리트 강도 $F_c = 210 \text{ kg / cm}^2$
 평강 브레이스 강재 SS 400 PL - 16 × 200
 벽 철 근 SD 295A D10 @100w (수직, 수평 배근)
 골조의 구속력 $w\tau_A = 8.6 \text{ kg / cm}^2$ (계산예에서)

(F 3.13)식을 정리해서

$$ts \leq 50 \times \left(\frac{T_c^3}{\ell^2} \right) = 1.81 \text{ cm} \rightarrow \text{PL-16}$$

평강 브레이스 폭은 $B_s = 20 \text{ cm}$ 로 한다.

a) 평강 브레이스의 보강근의 계산

보강근은 평강 브레이스에 따라 수직, 수평 벽철근의 외측에 배근하는 경우

(F 3.16)식에 따라

$$at = \frac{0.02}{8} \cdot \frac{2400 \times 1.6 \times 20 \times 470}{0.9 \times 0.9 \times 20 \times 3000} = 1.856 \text{ cm}^3$$

벽의 양측에 편심되게 3-D10을 유효폭내에 배근한다.

· 벽철근과 같이, 수직·수평 배근하는 경우

평강 브레이스의 폭은 20cm, 보강 유효폭 $20 \times 5 = 100 \text{ cm}$ 이므로 보강 유효폭내에 필요한 철근량으로 단위폭 1m에 수평, 수직 방향의 철근량은 벽면의 한쪽에 대해서

$$\text{수평근} \quad at_H = at \cdot \cos^2 \theta = 0.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{수직근} \quad at_V = at \cdot \sin^2 \theta = 1.09 \text{ cm}^2$$

수평근, 수직근은 각각 벽길이 1m당 0.76 cm^2 , 1.09 cm^2 로 보강하는 것이 좋다.

그러나 이량은 배근으로는 적기 때문에 벽철근으로 배근을 예정하고 있는 D10 @100 W의 배근량에서 보강분을 공제하고 나머지 벽철근량으로 RC벽의 내력 계산을 한다.

b) RC 벽의 단기허용전단력 산정

전단 보강근량 한쪽에서 $at_e = 7.13 - 1.09 = 6.04 \text{ cm}^2$

유효 벽철근비 $wP_e = 2 \times 6.04 / 20 \times 10 = 0.00604$

SRC 기준 (92), (94) 및 (99)식에서

$$wQ_A = wQ_{A2} = wQ'_{A1} + sQ_A$$

$$wQ_{A2} = \gamma \cdot \min\{f'_s, (wP \cdot w f_t + w \tau_A)\} \cdot wt \cdot \ell' + D_A \cdot s f_t \cdot \cos \theta$$

wP 에 wP_e 를 사용하고 $\gamma = 1.0$ 으로 브레이스는 2분으로 하여

$$\begin{aligned} wQ_A &= \{18.1 + 8.6\} 20 \times 670 + 2 \times 1.6 \times 20 \times 240 \times \cos(50.12^\circ) \\ &= 357780 + 98480 = 456260 \text{ kg} \rightarrow 456.2 \text{ ton} \end{aligned}$$

이것은 도시하면 그림 F 3.3과 같은 배근이 된다.

역시 평강 브레이스에 따라 그 양측에 보강근을 3-D10을 @300으로 배근할 경우는

b)와 같이 벽철근량을 저감할 필요가 없으므로 그때의 단기허용전단력은

$$wQ_A = 400.7 + 98.4 = 499.1 \text{ ton} \text{ 이 된다.}$$

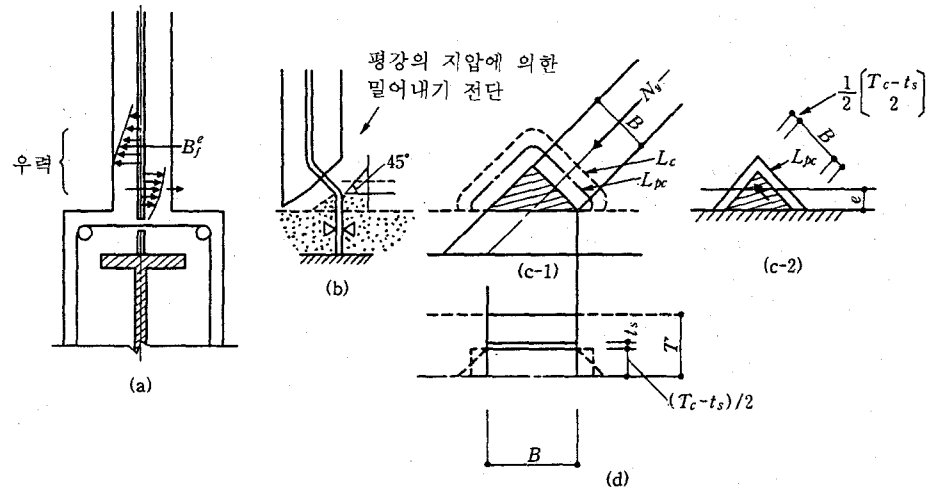


그림 F. 4.1 평강 브레이스 단부의 밀어내는 전단메카니즘

a) 밀어내는 전단 내력의 검토

i) 그림 F 4.1(C-1)의 삼각영역을 둘러싼 RC벽의 강판 한쪽의 콘크리트 벽에 대해서 검토한다. 이 경우의 편칭에 유효한 콘크리트 벽의 두께는 강판 표면에서 RC벽면까지로 한다. 평강 브레이스 단부의 삼각형 영역 편칭선의 길이 (L_{pc})와 면적(A_{pc})는 브레이스 폭 B, 브레이스 각도 45° 로 하면 약산식으로

$$L_{pc} = 2 \times \left(B + \frac{T_c - t_s}{2} \right) = 2B + (T_c - t_s) \quad (F.4.2)$$

$$A_{pc} = L_{pc} \times \frac{(T_c - t_s)}{2} \quad (F.4.3)$$

이 된다. 편칭선 L_{pc} 에 따른 편칭 내경(P_{su1})은

$$P_{su1} = 1.5 \cdot f_s \cdot A_{pc} \quad (F.4.4)$$

여기서 f_s : 콘크리트의 단기 허용전단응력도가 된다.

ii) 콘 파괴에 의한 편칭 전단내력의 검토

문헌 2.9.10 4장의 콘 파괴 전단내력식을 준용하여 구한다.

$$P_{su2} = \phi_1 \cdot \sqrt{F_c} \cdot A_c \quad (F.4.5)$$

여기서 ϕ_1 : 단기 하중용으로써 0.6으로 한다.

F_c : 콘크리트 설계기준강도

A_c : 그림 F 4.1(C-1)의 L_c 로 둘러싸인 RC 벽의 표면적
브레이스 각도를 45° 로 하면

$$A_c = \frac{1}{2} \times B^2 + B \times (T_c - t_s) + \frac{1}{8} \cdot \pi \cdot (T_c - t_s)^2 \quad (F 4.6)$$

b) B_f^e 에 의한 단부 국부모멘트에 대한 검토

여기서는 강판에 의해 분할된 양측 RC벽은 일체로 거동한다고 가정하여 국부 모멘트에 대한 휨 보강을 한다.

이 경우, 단부 보강력 B_f^e 가 편칭선 L_{pc} 에 따라서 등분포로 작용한다고 가정하면, B_f^e 의 작용점 e 는, 그림 (C-2)를 참조해서 약산적인 (F 4.7)식으로 나타냈고, 설치부에 작용하는 국부모멘트는 (F 4.8)식으로 표현되므로, 이 국부모멘트에 대한 휨 보강근을 배근한다.

$$e = \frac{1}{2\sqrt{2}} \cdot (B + \frac{T_c - t_s}{2}) \quad (F 4.7)$$

$$M_f^e = 0.05 N_y \cdot e \quad (F 4.8)$$

c) 강판 단부와 콘크리트와의 부착에 대한 검토

b)항의 가정에서 강판에 의해 분할된 양측 콘크리트가 일체로 거동하기 위해서는 강판과 콘크리트와의 부착이 건전한 것이 필요하다. 이 부착력을 스티드 코넥트로 확보한다. 이 경우 스티드 코넥트는 벽체내에 매립된 것으로 문헌 2.9.10 4장에 의거 검토한다.

d) 계산예

그림 F 3에서 계산된 평강 브레이스의 단부 보강 검토를 한다.

(1) 편칭 전단내력 검토

RC벽 두께 $T_c = 20\text{cm}$ 평강 브레이스 PL 16 × 200(SS 400) 콘크리트 강도 $F_c 210$ 으로 하면 보강력은 $B_f^e = 0.05 \times 1.6 \times 20 \times 2400 = 3.84 \times 10^3 \text{ kg} \rightarrow 3.84 \text{ ton}$

i)의 검토

그림 F 4.1(C-1)를 참조하면

편칭선은 $L_{pc} = 2 \times 20 + 20 - 1.6 = 58.4\text{cm}$

편칭 단면적 $A_{pc} = 537.28\text{cm}^2$

편칭 내력은 $P_{su1} = 1.5 \times 10.5 \times 537.28 = 8.46 \times 10^3 > 3.84 \times 10^3 \text{ kg} \quad \therefore \text{OK}$

ii)의 검토

$$A_c = \frac{1}{2} \times 20^2 + 20 \times (20 - 1.6) + \frac{1}{8} \cdot \pi \cdot (20 - 1.6)^2 = 700\text{cm}^2$$

$$P_{su2} = 0.6 \times \sqrt{210 \times 700} = 6.08 \times 10^2 \text{ kg} > 3.84 \times 10^3 \text{ kg} \quad \therefore \text{OK}$$

(2) 국부 휨모멘트에 대한 보강근량과 필요 정착길이

국부 휨모멘트의 크기는

$$M_f^e = 3.84 \times 10^3 \times \frac{1}{2\sqrt{2}} (B + \frac{T_c - t_s}{2}) = 3.84 \times 10.3 \times 10^3 \rightarrow 39.55 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

보강근을 SD 295A로 하고 철근의 중심 위치를 벽 콘크리트 면에서 4cm으로 하면

$$a_t = 39.55 \times 1.14 / (3.0 \times 16) = 0.94\text{cm}^2 \rightarrow 4\text{-D13}(a_t = 5.08\text{cm}^2) \text{을 배근한다.}$$

평강 브레이스가 45° 의 각도로 기둥 또는 보 콘크리트내에 매립되고 부재 콘크리트

@100으로 배근한다.

이 때의 보강근의 존재 응력도 σ_m 에서 보강근 정착길이를 구한다. 철근의 단기 허용 부착응력도를 $m f_{bond}$, 돌레길이 ϕ 로 하면

$$\sigma_m = 39.64 \times 1.14 / 5.08 \text{ t/cm}^2$$

$$m f_{bond} = 1.5 \times 2.1 = 31.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 4.0 \text{ cm (D 13)}$$

이므로, 보강근의 필요 정착길이 L_{req} 는

$$L_{rep} = 1.27 \times 560 / (31.5 \times 4.0) = 5.7 \text{ cm}$$

주변 골조의 콘크리트 표면에서 파괴선 선단까지의 거리는 23.3 cm이므로, 벽측 정착 길이는 여장을 15d로 하여

$$L = 5.7 + 23.3 + 19.5 \text{ cm} = 48.5 \text{ cm}$$

이상으로 한다. 따라서 보강근은 정착측은 철골에 용접하고, 벽측은 정착길이를 50cm로 한다.

(3) 강판 단부와 콘크리트와의 부착 검토

RC벽 중앙면의 면내 방향의 최대 전단력을 브레이스의 단부와 콘크리트에 접하는 면적의 부착력으로 부담한다. 그림 F 4.1(C-1)를 참조하여 브레이스 단부의 사선 부분에서 부착력을 검토한다. 이 부분 면적은 200 cm^2 이므로

$$Q_f^e = B_f^e = 3.84 \times 10^3 \text{ kg}$$

$\max \tau = 1.5 Q_f^e / 200 = 28.8 \text{ kg/cm}^2$ 으로 된다. 이 값은 강판의 콘크리트에 대한 단기허용부착 응력도를 초과 하고 있으므로 강판 표면(사선부분)에 머리있는 스티드 16 ϕ 를 쉬어코넥트로서 용접한다.

문헌(2.9.10) 제 4편 4.1.2를 참조해서 RC벽에 전단 균열이 있는 것으로 해서 콘크리트의 강성 저하율을 $\lambda = 0.5$, $E_c = 1.05 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 으로 하면

$$Q_a = \phi_{sl} \times (0.5 \times \text{scat} \sqrt{F_c \cdot E_c})$$

$$Q_a = 0.6 \times 0.5 \times 2.01 \times \sqrt{210 \times 1.05 \times 10^5} = 2.83 \times 10^3 \text{ kg}$$

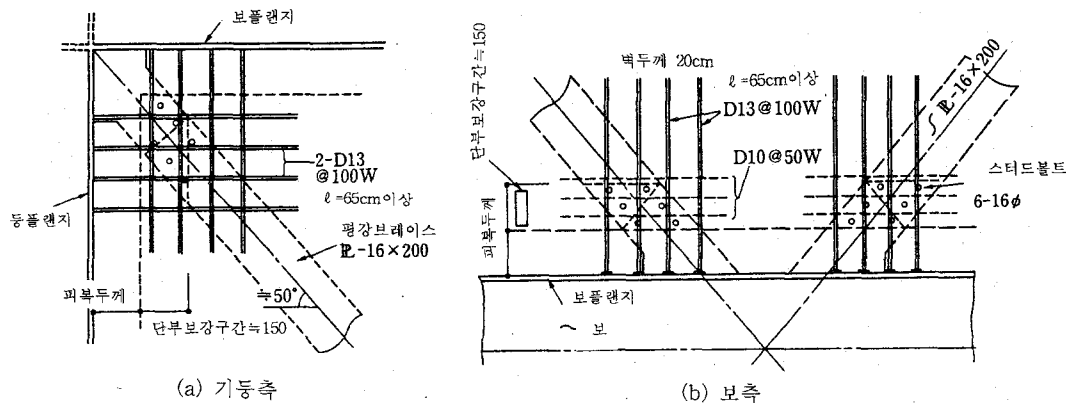


그림 F. 4.2 평강 브레이스 단부의 마무리(예)

머리 있는 스티드의 필요갯수는

$$n = 200 \times 28.8 / 2830 = 2.04 \text{개} \rightarrow 3-16 \phi$$

B_f 는 우력으로 작용하므로 벽측에도 3-16 ϕ 스티드를 배치한다.

이상으로 평강 브레이스를 내장한 SRC 내진벽 평강 단부의 보강설계를 시도해 보았으나, 여기에서의 가정조건에서는 철근에 의해 단부보강이 가능하다는 결과가 되었다. 그러나 PC_a 판에 내장된 평강브레이스의 단부보강은 철근으로는 보강할 수 없다는 결과도 있어, 현장타설 SRC조 내진벽의 경우 정량적, 정성적인 검토가 필요한 실정이다.

또한, RC조 벽에 전단균열이 일어난 경우의 밀어내는 전단내력, 주변 골조로 부터 전단력의 전달에 수반된 응력집중 문제 등도 있으나, 여기에서는 언급하지 않았다. 실무설계에서는 이러한 문제에 해답을 줄 수 있는 배근설계가 필요한 것이다.

부록 F 5. 강판보강 내진벽의 내력 검토

전단력을 받는 강판은 그 크기에 비해서 강판이 얇은 경우는 저응력으로 전단좌굴이 생기는데 강판의 좌굴내력과 강판의 종국내력의 차가 크고 전단좌굴내력으로 설계하면 비경제적으로 되기 때문에 적당한 보강재를 설치해서 전단좌굴 후라도 설계할 수 있는 경우가 많다. 이 경우는 매우 얇은 장방형 평판이 전단응력 하에서 좌굴한 상태를 Wagner가 제창한 장력장 이론을 써서 이상화해서 취급하고 있다. 한편, RC벽에 내장된 얇은 강판도 저응력 레벨에서 전단좌굴이 생기는데 이 경우의 벽은 강판의 보강재로서 취급할 수 있는 것이다. 그래서 본론에서는 그 취급에 대한 한 가지 고려사항을 서술한다.

RC 벽에 내장된 강판의 전단좌굴에 대한 콘크리트의 보강효과는 거의 기대할 수 없으므로 강판은 비교적 조기에 좌굴하고 그림 F 5.1과 같이 수평에 대한 각도 α 를 가진 장력장을 형성해서 사인장 주름이 생긴다. 이 때의 응력상태는 주름에 평행한 방향만 인장 주응력도가 존재하는 단축상태가 되지만 이 인장 주응력도의 존재에 의해 주위의 프레임에 추가 휨·축력이 생기므로 주위의 프레임은 그들 추가응력에 견딜 수 있도록 설계할 필요가 있다. 이 부가 휨·축력에 대해서는 강판을 내장한 내진벽의 역학적 성상을 파악함으로써 해결할 수 있으므로 여기서는 내장한 강판과 벽의 내력에 대해서 검토한다.

지금, 수평방향으로 단위 폭을 가진 전단보강근을 생각하면, 전단보강근에 작용하는 인장력 ΔT 은 인장력도를 σ_s 로 하면

$$\Delta T = \sigma_s \cdot \Delta d \cdot t_s = \sigma_s \cdot t_s \cdot \sin \alpha \quad (F 5.1)$$

가 된다. ΔT 의 수직성분 ΔT_v 는

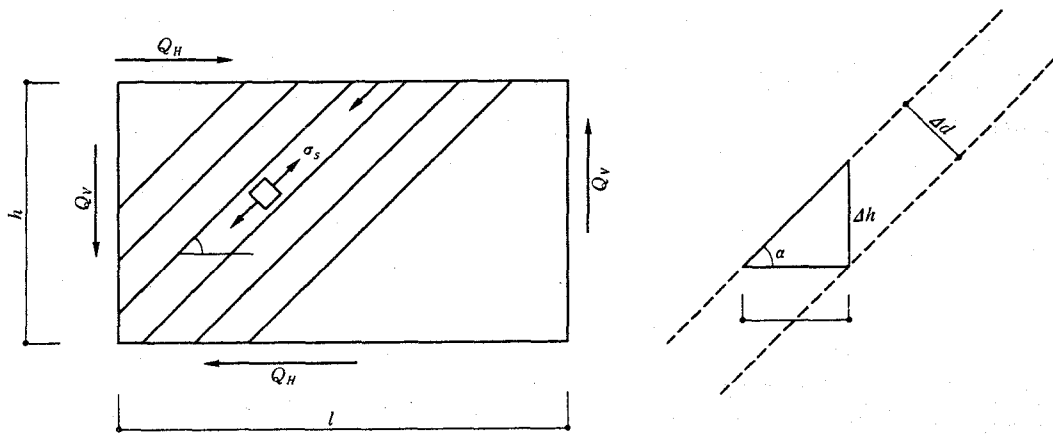


그림 F. 5.1

$$\Delta T_v = \Delta T \sin \alpha = \sigma_s \cdot t_s \cdot \sin^2 \alpha \quad (F 5.2)$$

이다. 높이 h사이의 전단보강근의 수 n은

$$n = \frac{h}{\Delta h} = \frac{h}{\tan \alpha}$$

이므로 수직성분 ΔT_v 는 작용전단력 Q_v 와 평형하므로

$$Q_v = n \cdot \Delta T_v = \sigma_s \cdot h \cdot t_s \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (F 5.3)$$

마찬가지로 전단보강근에 작용하는 수평방향 성분 ΔT_h 는

$$\Delta T_h = \Delta T \cdot \cos \alpha = \sigma_s \cdot t_s \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (F 5.4)$$

스팬 l사이의 전단보강근의 수는 l이므로

$$Q_h = \sigma_s \cdot l \cdot t_s \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (F 5.5)$$

로 된다. 따라서, 강판에 생기는 수평방향 분력의 응력도는

$$\sigma_t = \sigma_s \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (F 5.6)$$

가 된다. 좌굴 후의 주름 방향은 구조체의 변형에너지가 최소가 되도록 하고 강판의 형상·치수에 관계하는데 실험결과에서는 대략 $\alpha = 40^\circ \sim 42^\circ$ 의 범위에 있다(주 1), 주 4)). 그래서 $\alpha \approx 45^\circ$ 로 하고 (F 5.6)식을 σ_s 을 σ_y 로 바꿔 쓰면

$$\sigma_t = 1/2 \sigma_y \quad (F 5.7)$$

로 되고 전단좌굴이 생겼을 때의 종곡전단응력도 τ_y 는 항복전단응력도 $\tau_{y0} = \sigma_y \sqrt{3}$ 로 하면 $\tau_y = 0.866 \tau_{y0}$ 가 된다.

다음에 내진벽의 주위 골조의 경계에 있어서 강판과 RC 벽의 힘의 전달은 그림 F 5.2와 같이 취급할 수 있다.

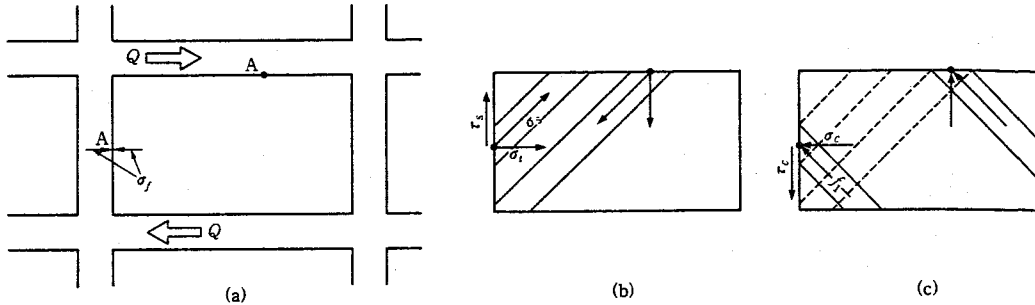


그림 F. 5.2 강판삽입 내진벽의 힘의 평형

(a)의 A점에서 강판 주변부에서는 벽 내측 쪽으로 사인장력 σ_s 의 수평분력 σ_t 가 작용하고 RC 벽에서는 45° 방향의 콘크리트 압축력 f_1 의 수평분력 σ_c 가 발생해서 그 결과로 주변 골조의 구속력 σ_f 가 생기는 것으로 한다. 구속력 σ_f 는 σ_t 와 σ_c 의 상호 관계에 의해 벽을 외측에서 누르는 것과 같이, 또 벽을 내측에서 외측으로 당기는 것처럼 만들 수 있다.

그러므로 전술한 사인장 균열이 생긴 콘크리트 벽은 45° 방향의 압축응력만을 전달하는 압축영역을 구성하고 있다고 생각하면 A점에 있어서의 힘의 평형 조건에서 강판 두께는 t_s , 콘크리트 벽두께를 T_c 로 하면

$$-\sigma_f \cdot T_c \leq \sigma_t \cdot t_s - \sigma_c (T_c - t_s) \leq \sigma_f \cdot T_c \quad (F 5.8)$$

의 관계가 성립하는 것을 알 수 있다. 단, σ_f 는 벽판에 작용하는 구속응력도 이다.

여기서 강판이 전단좌굴을 일으키는 인장영역을 형성해서 주름진 부분이 인장 항복하고 있다고 하면 수평분력 σ_{ty} 는 (F 5.7)식에서

$$\sigma_{ty} = \frac{1}{2} \sigma_y \quad (F 5.9)$$

로 된다.

또한, 45° 방향의 콘크리트 압축영역이 압축 항복하는 것으로 하면 이 때의 외관상의 콘크리트가 부담하는 최대 전단응력도 T_c 는 SRC 기준 (138)식에 의해

$$\tau_c = \min(0.25 F_c, 3.6 \sqrt{F_c}) \quad (F 5.10)$$

$$\tau_c = \min(0.25 F_c, 3.6\sqrt{F_c}) \quad (F 5.10)$$

이므로, 여기서 τ_c 의 최대값을 $0.25 F_c$ 로 하면, (F 5.8)식은

$$-\sigma_f \cdot T_c \leq \frac{1}{2} \sigma_y \cdot t_s - 0.25 F_c \times (T_c - t_s) \leq \sigma_f \cdot T_c \quad (F 5.11)$$

로 된다.

또한, σ_f 값은 σ_t 나 σ_c 의 값에 비해 극히 작다고 가정해서 강판에 발생하는 σ_t (내측에서 끌어 당기는 응력)은 콘크리트 벽에 발생하는 σ_c (외측에서 밀어내는 응력)과 평형을 이룬다고 생각하면

$$\frac{1}{2} \sigma_y \cdot t_s = 0.25 F_c \times (T_c - t_s) \quad (F 5.12)$$

가 성립한다.

따라서 RC 벽의 압축 영역의 압축 항복이 발생하지 않는 조건은 (F 5.12)식에서 $T_c - t_s \approx T_c$ 로 하면

$$\frac{1}{2} \sigma_y \cdot t_s \leq 0.25 F_c \cdot T_c \quad (F 5.13)$$

로 된다.

더욱이 RC 벽의 응력상태가 단기 허용응력도 정도로 예상하면 $f_c = 2/3 F_c$ 로 되는 것으로 (F 5.12)식의 $0.25 F_c$ 는 $0.20 F_c$ 로 치환되어 (F 5.13)식의 $0.25 F_c$ 의 값은 $0.25 F_c = 0.2 \times (3/2) f_c = 0.3 f_c$ 로 되므로

$$\frac{1}{2} \sigma_y \cdot t_s \leq 0.3 f_c \cdot T_c \quad (F 5.14)$$

로 된다.

따라서 강판이 내장된 내진벽의 RC 벽 두께 T_c 와 강판두께 t_s 의 비는 강판이 내장된 내진벽의 설계 조건을 단기 허용응력 상태로 생각할 것인지 종국 상태로 생각할 것인지에 따라 T_c 와 t_s 의 비가 결정되며 (F 5.15)식 우변 분모의 계수는 단기 허용응력 상태에서는 0.4, 종국상태에서는 0.5가 된다.

$$\frac{T_c}{t_s} \leq \frac{1}{0.4 \sim 0.5} - \frac{\sigma_{sy}}{F_c} \quad (F 5.15)$$

로 되어 RC 벽의 콘크리트 F_c 240, 강판 SS400에 대해서 20~25정도로 되는 것을 알 수 있다.

이 때 (F 5.15)식을 정리해서 두께 t_s 의 강판을 내장할 수 있는 RC벽의 한계 벽두께 T_{co} 로 하면

$$T_{co} = (2.0 \sim 2.5) \cdot \frac{\sigma_{sy} \cdot t_s}{F_c} \quad (F 5.16)$$

로 되고, (2.0~2.5)의 값은 강판이 내장된 내진벽의 최대 설계전단력이 단기응력도 이 하이면 2.0으로 되며, 단기응력도 이상이 되는 경우는 2.5가 된다.

그런데 RC 벽 두께 T_c 와 강판의 두께 t_s 의 관계는 그림 F 5.3의 3가지 경우를 생각할 수 있다.

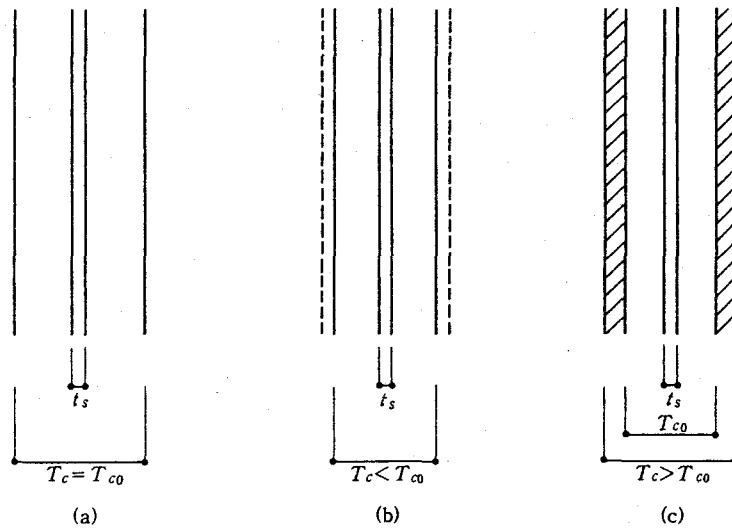


그림 F. 5.3

(a)는 내진벽의 종국상태에서 주변 골조에 구속력은 발생하지 않는 조건으로 RC벽 주변에서 강판의 인장력과 콘크리트의 압축력이 평형을 이루고, 내진벽의 전단내력은 RC부분의 전단내력의 2배가 된다. (b)의 경우는 RC 벽 두께 T_c 가 T_{co} 보다 작은 경우로, 이때의 종국전단 내력시에는 $\sigma_f \cdot T_c = 1/2 \cdot \sigma_{sy} \cdot t_s - 0.3 f_c \cdot T_c$ 의 구속력이 벽의 내측으로 작용하게 되므로, 주변 골조의 전단설계에는 주의가 필요하다. (c)의 경우는 강판에 의한 장력 $\sigma_{sy} \cdot t_s$ 를 $0.3 f_c \cdot T_c$ 로 부담시킬 수 있으므로 강판에 의한 벽의 내측으로 향한 수평분력에 대해 주변 골조의 구속력을 검토할 필요가 없다. 또, RC 벽의 T_c 를 초과한 콘크리트 부분($T_c - T_{co}$)의 전단내력은 T_{co} 부분의 내력에 가산할 수 있을 것이다.

내진벽의 RC부분의 전단보강근은 T_{co} 의 두께 부분에는 계산상 특별히 필요하지 않지만 RC 규준에 정한 전단보강근비의 0.25 % 이상으로 배근할 필요가 있다.

[강판이 내장된 내진벽의 최소 벽두께비]

내장된 강판과 콘크리트 압축영역의 힘의 평형은 그림 F 5.4와 같이 된다. 강판과 콘크리트 간의 부착력이 충분하면, 강판의 사인장력 σ_s 또는 그 수평분력 σ_c 에 의해 콘크리트 압축영역은 강판의 전단보강도에 의해 연속적으로 구속되어 있으므로 좌굴할 가능성은 적다.

단, 강판과 콘크리트 간의 부착력을 잃으면, 강판으로 분할된 RC 벽은 2장의 RC 벽이므로 좌굴의 검토가 필요하다.

벽철근이 없는 콘크리트 벽이 좌굴을 일으킬 때의 벽판 주변 수직응력도 σ_k 는 RC 규준 (18.20)식 우변 제 2항의 철근의 항을 0으로 하여

$$\sigma_k = \frac{E_0 \pi^2}{48} \left(\frac{T_c}{S} \right)^2 \quad (F 5.17)$$

여기서 S : 벽판 $h' \times l'$ 의 단면 길이
에 의해 주어진다. 여기서, 내진벽의 최대 설계전단력이 단기응력도 이하의 상태로 $\sigma_k = 0.3 f_c = 0.2 F_c$, $E_0 = \lambda \cdot E_c$ 로서 $\lambda = 1.0$, 단기응력도를 초과하여 종국응력도 상태로 될 때는 $\sigma_k = 0.25 F_c$, $E_0 = \lambda \cdot E_c$ 로서 $\lambda = 0.5$ 로 하고, 또 콘크리트 변형도 ϵ_c 라 하면 단기응력도 상태에서

$$\frac{T_c}{S} = \sqrt{\frac{48 \times 0.2 F_c}{E_c \pi^2}} \approx 0.99 \frac{F_c}{E_c} \approx 1.0 \sqrt{\epsilon_c} \quad (F 5.18)$$

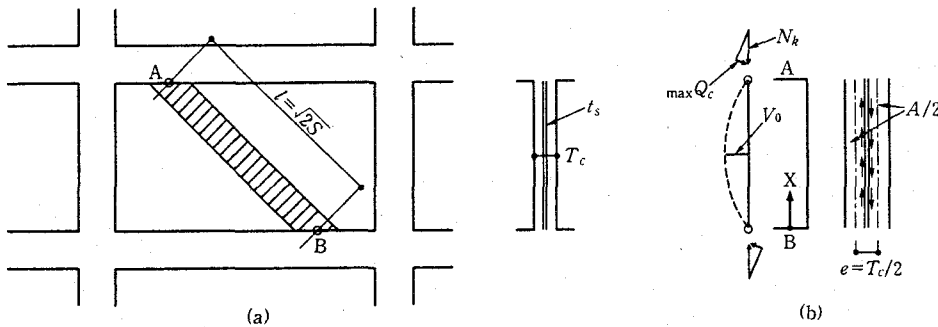


그림 F. 5.4

종국응력도 상태에서는

$$\frac{T_c}{S} = \frac{48 \times 0.25 F_c}{0.5 E_c \pi^2} \approx 1.56 \frac{F_c}{E_c} \approx 1.5 \sqrt{\epsilon_c} \quad (F 5.19)$$

로 된다.

여기서, 대상으로 하는 내진벽의 콘크리트 압축 응력도는 $0.4 F_c \sim 0.5 F_c$ 정도이므로 $\epsilon_c = 0.001$ 로 하면

$$\frac{T_c}{S} \approx 0.03 \sim 0.047 \approx \frac{1}{30} \sim \frac{1}{20} \quad (F 5.20)$$

이 얻어진다.

(F 5.20)식은 강판이 내장된 내진벽의 최소 벽두께비를 나타내고, 강판에 의한 내진벽이 2매로 분할되면 (F 5.20)식의 조건을 만족하지 않아, 종국내력 이하에서 좌굴하는 위험성이 있다. 그래서, 철판과 콘크리트 벽 사이에 분리가 일어나지 않는 배근이나 쉬어코넥터 등을 설치해서 강판에 의해서 2매로 분할되어 있는 RC 벽을 일체로 유지

할 필요가 있다.

[강판과 RC벽 사이의 부착 전단력의 검토]

강판을 내장하는 내진벽의 RC벽은 중심부의 강판에 의해 분할되고 분할된 한쪽벽의 현재(弦材)는 $e = T_c / 2$ 의 간격으로 $A / 2$ 의 단면적을 갖고 있는 것으로 한다.

또한 콘크리트 압축영역은 45° 방향으로 형성되고 그림 (a)에서 잘라낸 압축재 A, B는 양단에 σ_k 의 좌굴하중을 받는 2분의 현재(弦材)를 겹친 조립체라고 하면, 한쪽의 현재가 항복한 조건에서 부재 A, B에 발생하는 전단력 Q_c 를 구할 수 있다. 부재 A, B의 중점의 처짐을 v_o 로 하고 처짐곡선을

$$v = v_o \cdot \sin \frac{\pi x}{\ell} \quad (F 5.21)$$

(F 5.21)식으로 나타내면 좌굴하중 하에서 v_o 처졌을 때의 압축측 현재(弦材)가 콘크리트 압축내력 σ_B 에 도달하는 조건으로

$$\sigma_B = \frac{N_k}{A} + \frac{2N_k \cdot v_o}{A \cdot e} \quad (F 5.22)$$

여기서, $N_k = \sigma_k \cdot A$

이때 전단력 Q_c 는 (F 5.22)식을 사용해서

$$Q_c = \frac{dM}{dx} = N_k \frac{dv}{dx} = \frac{\pi v_o}{\ell} \cdot N_k \cdot \cos \frac{\pi x}{\ell} \quad (F 5.23)$$

따라서 최대 전단력은 단부에서 발생하고

$$\max Q_c = \frac{\pi v_o}{\ell} \cdot N_k \quad (F 5.24)$$

로 된다. 더욱이 $\ell = \sqrt{2} \cdot S$ 이므로 (F 5.22)식, (F 5.24)식에서 v_o 를 소거하면

$$\frac{\max Q_c}{N_k} = \frac{\pi \cdot e}{2\sqrt{2} \cdot S} \left(\frac{\sigma_B}{\sigma_K} - 1 \right) \quad (F 5.25)$$

로 된다.

부재 A, B의 면외 좌굴은 양단을 힌지로 하면 RC 기준 (18.18)식에서

$$\sigma_K = \frac{E_o \pi^2}{24} \left(\frac{T_c}{S} \right)^2 \quad (F 5.26)$$

여기서, RC 벽의 벽두께를 $T_c / S = 1 / 20$, $e = T_c / 2 \cdot E_o = \lambda \cdot E_c$, $\lambda = 0.5$ 로 하면

$$\sigma_K = \frac{0.5 \cdot E_c \pi^2}{24} \left(\frac{1}{20} \right)^2 = 108 \text{ kg/cm}^2$$

더욱이, $e = T_c / 2$ 로 하고, $\max Q_c$, N_k 를 응력으로 표시하는 동시에 콘크리트 압

축영역의 항복 압축응력도를

$\sigma_B = 210 \text{ kg/cm}^2$ 로 하면 (F 5.25)에서

$$\frac{\max Q_c}{N_k} = \frac{\max \tau_c}{\sigma_K} = \frac{\pi \cdot e}{2\sqrt{2} \cdot S} \left(\frac{\sigma_B}{\sigma_K} - 1 \right) \quad (\text{F 5.27})$$

$$\max \tau_c = \frac{\pi \cdot T_c}{80\sqrt{2} T_c} \left(\frac{210}{108} - 1 \right) \sigma_K \approx 0.026 \sigma_K \quad (\text{F 5.28})$$

여기서, (F 5.28)식의 $\max \tau_c$ 는 부재 A, B단의 단면 평균 전단응력도이고 A, B 부재의 단부 단면의 중앙부에는 1.5배로 되므로

$$\max \tau_c = 1.5 \max \tau_c = 1.5 \times 0.026 \times 108 = 4.21 \text{ kg/cm}^2$$

로 된다.

따라서 $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ 콘크리트를 사용하고 $T_c / S = 1/20$ 벽에서도 강판과 콘크리트 접촉면에서의 최대 전단응력도는 대략 4.2 kg/cm^2 으로 된다.

이상의 결과에서 강판과 콘크리트 접촉면의 면내 전단응력도의 최대값은 내진벽의 주변부에 발생하고, 보통 사용되는 콘크리트 강도와 벽두께에서는 대략 4 kg/cm^2 정도인 것을 알 수 있다.

또 전단력의 크기는 단부에서 최대이고 중앙에서는 0으로 되는 오목렌즈형 분포로 되므로 여기서는 전단력의 분포를 중앙에서 0으로 하는 삼각분포로 가정해서 강판과 콘크리트 면의 부착내력은 그 경계면에 평균 2 kg/cm^2 정도의 전단력을 고려해 두면 된다.

여기서는 강판과 콘크리트 사이에 필요한 평균 부착력을 2 kg/cm^2 으로 해서 철근을 이용할 경우와 머리있는 스티드를 이용하는 경우에 대해서 검토한다.

1) 철근에서 강판을 관통해서 양측의 벽철근을 따로 연결한 경우
보강근을 D13으로 하면 1- D13 전단내력은 문헌 2.9.10 4장에서

$$q_a = 0.6 \times 0.5 \times s_{ca} \cdot \sqrt{F_c} \cdot E_c$$

로 된다.

또 $E_c = \lambda E_o$ 로 하고, $\lambda = 0.5$, $E_o = 2.1 \times 10^5$, $F_c = 210$ 으로 하면

$$q_a = 1,789 \text{ kg}$$

∴ 따라서 1본당 지배면적은 $q_a \text{ kg} / 2.0 \text{ kg/cm}^2 = 894 \text{ cm}^2$ 으로 되므로 D13의 철근을 수평 수직 @250 이하로 배근한다.

2) 스티드 코넥터를 이용한 경우

머리있는 스티드 13φ를 사용하면 1과 같이

$$q_a = 0.6 \times 0.5 \times s_{ca} \cdot \sqrt{F_c} \cdot E_c = 0.3 \times 1.33 \times \sqrt{210 \times 1.05 \times 10^5} = 1873 \text{ kg/cm}^2$$

에 의해서 $q_a \text{ kg} / \text{cm}^2 = 936 \text{ cm}^2 \rightarrow 1-13 \phi$

머리있는 스티드를 수직, 수평 @300 간격으로 강판의 양측에 배치한다.

[내진벽과 주변 골조의 경계 검토]

강판이 내장된 내진벽이 종국 전단내력시에 그 성능을 발휘하도록 하는 것은 내장된 강판과 RC 벽의 압축영역이 주변 골조의 경계에서 평형을 이루어, 콘크리트 압축영역의 수평분력 $\sigma_c = f_1 / 2$ 에서 강판의 수평분력 $\sigma_t = \sigma_s / 2$ 응력의 전달이 필요하고, 또 연직방향 분력의 τ_s 와 τ_c 가 주변 골조에 전달되도록 하는 것이 필요하다. 이중 강판의 연직 방향 분력 τ_s 의 전달은 강판을 주변 골조 철골에 응접하는 것으로써 직접적으로 주변골조에 전달할 수 있고, 또 콘크리트 압축영역의 연직방향 분력 τ_c 는 그림 F 5.5(a)의 A-A 단면 부착내력을 검토하고 필요에 따라 보강하는 것으로 전달할 수 있다. 그러나, 수평 분력 σ_t 와 σ_c 에 대해서는 주변 골조의 구속력을 0으로 하면 강판이 주변 골조에 매립된 부분으로 콘크리트에서 강판에 응력을 전달할 필요가 발생한다.

강판에 의한 벽내 방향으로 향한 수평력 σ_c 는 콘크리트의 압축영역에 의한 수평분력 σ_c 와 주변 골조에 내장된 철골을 통해 응력 전달을 할 수 있다. 주변 골조 철골의 형상은 여러가지 이지만 그 대표적인 것에서 고려한다.

그림 F 5.6을 참조하면 $\sigma_t \cdot t_s = \sigma_c \cdot T_c$ 로 하면 그림 (a)의 경우는 철골 플랜지에 $\sigma_c \cdot T_c$ 가 등분포로 작용하고, 그림 (b)의 경우는 2 B사이의 단순보에 강판에 의한

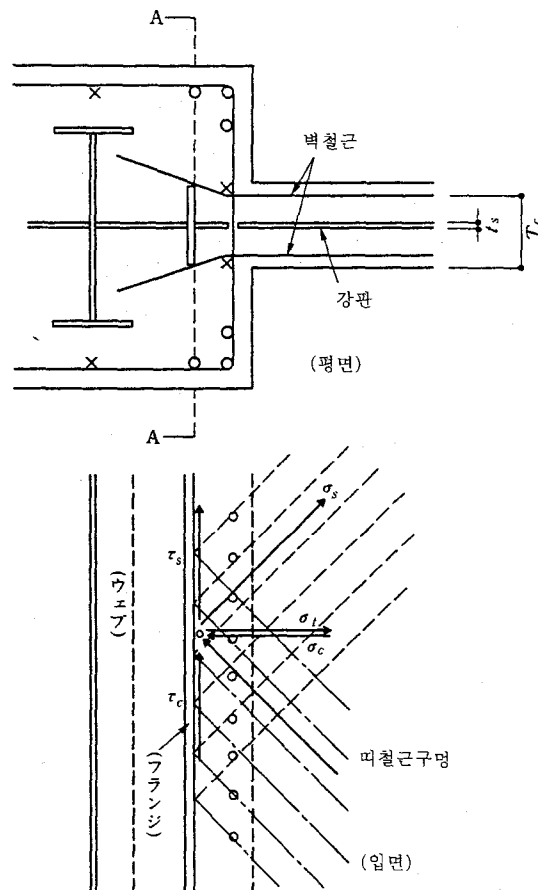


그림 F. 5.5

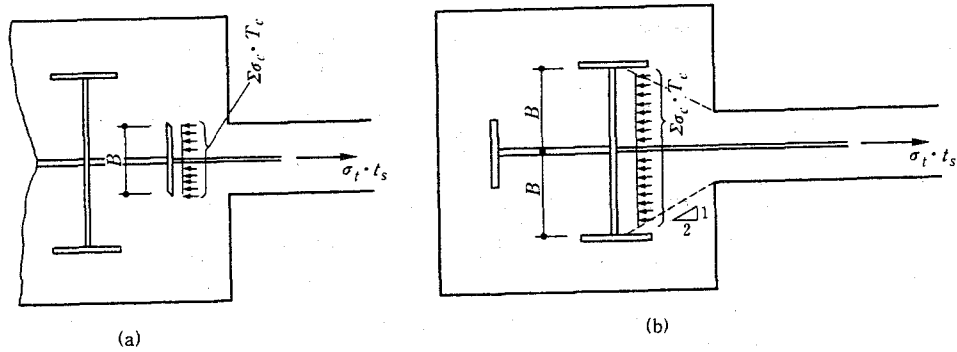


그림 F. 5.6

집중력 $\sigma_t \cdot t_s$ 와 그것에 반대방향의 콘크리트 수평분력 $\sigma_c \cdot T_c$ 가 등분포로 작용하는 것으로 가정하고 이 부분을 검토하는 것이 좋다. 단, 일반적으로는 벽내에 내장된 강판과 주변 골조의 철골 웨브가 동일면이 되도록 계획하고 동시에 콘크리트가 충전되어 있으므로 특별한 문제가 있는 것은 아니지만 내진벽내의 강판과 주변 골조의 철골 웨브가 동일선상에 있지 않은 경우나 웨브가 없는 경우에는 그림 F 5.6의 (a) (b)에 나타난 국부적인 하중에 의한 국부응력의 검토가 필요하다.

參考文獻

- 付 F 5.1) 薄板鋼構造・設計施工規準・同解説：日本建築學會, 昭和 38 年
- 付 F 5.2) 鋼構造計算規準・同解説：日本建築學會, 昭和 37 年
- 付 F 5.3) 鐵筋コンクリート構造計算規準・同解説：日本建築學會, 1991.
- 付 F 5.4) 構造要素の耐震特性(講習會テキスト), 鋼板耐震板壁：日本建築學會近畿支部, 1974. 11

부록 G. SRC 보의 철골 단면 결손한도에 관한 실험

1. 목 적

이음 패스너를 위한 구멍 결손이 있는 SRC보에 내장된 철골단면 결손이 무보강 그대로 파단하지 않는 한도를 실험적으로 조사한다.

2. 시험체

시험체는 부록 D3과 거의 같다. 시험체 전체 그림은 생략하고 이음을 상징해서 철근 단면 결손부(이하 J부로 약기)의 상세만 그림 G.1에 나타낸다. 실험변수는 결손율과 주근의 직경으로 기호의 의미는 다음과 같다.

BJ 1513

BJ : Beam Joint 약어, 결손율 (%) , 13 : 주근 직경(mm)

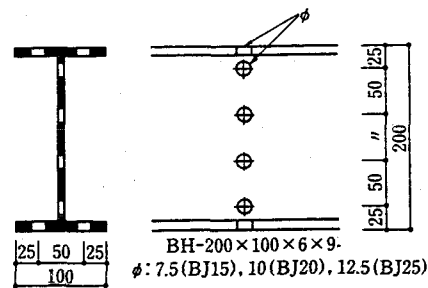


그림 G. 1 J부 상세도

표 G.1 재료의 기계적 성질

	콘 크 리 트	강 재		철 근		
		PL-6	PL-9	D 13	D 16	D 19
F_c or σ_y (kg/cm ²)	445	4650	4910	3256	3739	3630
σ_b (kg/cm ²)	-	6290	6400	4815	5495	5245
Y (%)	-	74.0	76.7	67.6	68.0	69.2
E (t/cm ²)	244	2100	2100	1751	1868	2025

재료의 기계적 성질을 표 G.1과 같다.

3. 재하방법, 측정방법

매우 긴 스펀에서 연직하중의 영향이 크고, 지진하중을 받는 경우 하부 인장부분에서 J부근에 힌지가 발생할 경우를 가정하여 두 점 집중하중으로 하고 모멘트가 같은 부분을 실험대상으로 한다. 재하방식은 일방향 단순 재하로 부록 D3과 거의 동일하기 때문에 시험체 설치도는 생략한다.

4. 실험결과

각 시험체의 파단의 유무 및 실험값과 계산치를 표 G.2에, P- δ 곡선을 그림 G2에 나타낸다. 결과를 정리하면 다음과 같다.

표 G. 2 각 시험체의 실험값과 계산값

실 험 체	파 단	P_{max}	δ_b	P_{uo}	P_{uj}	P_{bj}	P_{bj} / P_{uo}
BJ1513	무	30.16	(49.25)	28.1	24.7	30.6	1.088
BJ2013	무	29.79	(46.39)	28.1	22.2	29.1	1.035
BJ2016	유	32.76	35.72	30.9	26.3	31.9	1.032
BJ2019	유	35.32	18.09	33.4	28.8	34.4	1.030
BJ2516	유	33.52	16.33	30.9	24.7	29.9	0.969
BJ2519	유	35.49	18.51	33.4	27.2	32.4	0.971

[주] P_{max} : 실험에서의 최대내력, δ_b : 파단시의 순 휨부의 변위 ()숫자는 파단하지 않은 시험체의 하중제거시 변위,
 P_{uo} : P_c (저감되지 않음), $m\sigma_y$, $s\sigma_y$ 를 이용한 무결합부의 일반화 누가강도에 의한 내력, P_{uj} : 동일결합부의
 내력, P_{bj} : $s\sigma_y$ 대신에 $m\sigma_y$ 를 이용한 결함부의 내력

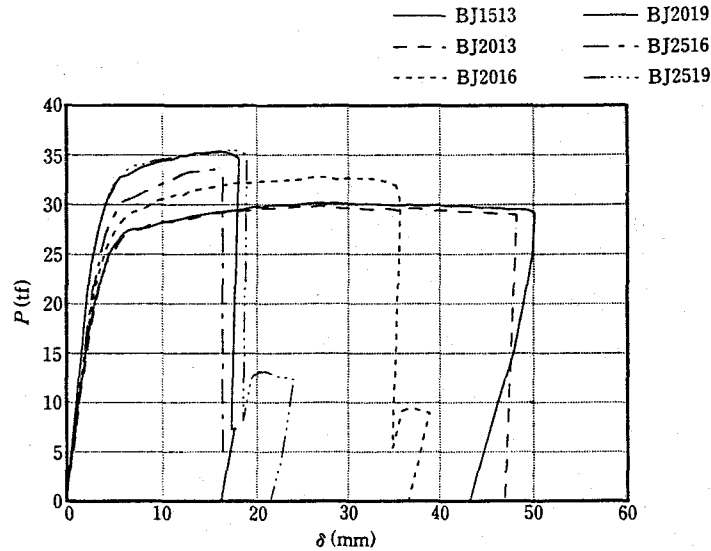


그림 G. 2 P- δ 곡선

- 1) 이 정도의 단면 결손을 가지고 있는 철골을 내장한 SRC 보에서는 내력을 구멍이 없는 부분의 일반화·누가강도식에 의한 값을 확보할 수 있다.
- 2) 파단하지 않으면 변형능력이 충분하지만 파단된 때에는 경우에 따라서는 충분한 변형능력이 확보되지 않는다.
- 3) 파단하느냐 하지않느냐의 한계는 $P_{bj} / P_{uo} = 1.03$ 정도에 있다고 생각되지만 1.05 이상 확보하면 파단되지 않는 것으로 판단된다. 부록 D.3 의 경우에서 P_{bj} / P_{uo} 의 비가 작은 것은 부록 D3의 시험체에서는 결손율이 크고 연단길이가 별로 없어 보다 파단하기 쉬운 것, 보강근이 비뚤어지는 것 등에 의해 충분한 내력을 발휘하기 어려운 것이 원인으로 생각된다.
- 4) 일반 보에서는 20 %정도의 결손율에 대해서 보강이 필요한 경우는 적다고 사료되지만 현지가 이음 부근에 발생할 경우에 큰 변형능력을 필요로 하는 경우 보강근으로 보강하고 $P_{bj} / P_{uo} > 1.05$ 확보할 필요가 있다.

부록 H. SRC 유공보의 전단내력에 관한 실험

1. 목 적

슬리브관으로 보강한 SRC유공보의 전단력의 실험으로 구하고 그 내력 평가식을 제안한다.

2. 시험체

시험체 일람표는 표 H.1 과 같다. 시험체는 합계 13본으로 그중 11본은 단일구멍, 나머지 2본은 연속구멍이다. 실험변수는 구멍의 지름, 슬리브관 두께, 보강근 간격, 슬리브관의 폭 B_s , 연속구멍의 시험체에서는 구멍의 간격이다. 시험체 BHI-2는 그림H.I 과 같다.

3. 재하방법, 측정방법

재하방법은 그림 H.2와 같이 전단 스펠 100cm 의 연속보 형식으로 하고 모두 일방향 단조재하이다.

4. 실험결과

각 시험체의 실험치와 계산치를 표 H.2에, $Q-\gamma$ 곡선을 표 H.3에 표시한다.

5. 전단내력 평가식의 제안

SRC 유공보의 파괴모드를 그림 H.4로 추정한다.

표 H. 1 시험체 일람

시험체명	구멍직경(mm)			슬리브관의 두께(mm)				보강근의 간격(cm)			Bs	구멍의 간격(mm)	
	139.8	165.2	190.7	0	4.5	5	5.3	5	10	15		400	300
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J		K	L
AEI	○				○				○		100		
BEI		○			○				○		100		
BDI		○		○					○		0		
BFJ		○			○					○	100		
BFI		○				○			○		100		
CGH			○				○	○			100		
CGI			○				○		○		100		
CGJ			○				○			○	100		
AEI-2	○				○				○		200		
BEI-2			○		○				○		200		
BFI-2			○			○			○		200		
AEK	○				○				○		200	○	
AEL	○				○				○		200		○

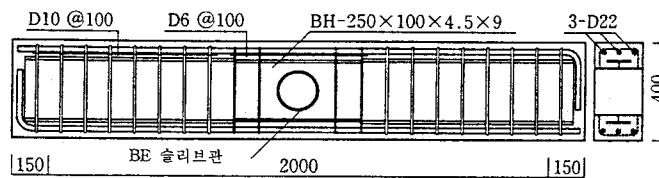


그림 H. 1 시험체 (BEI-2)

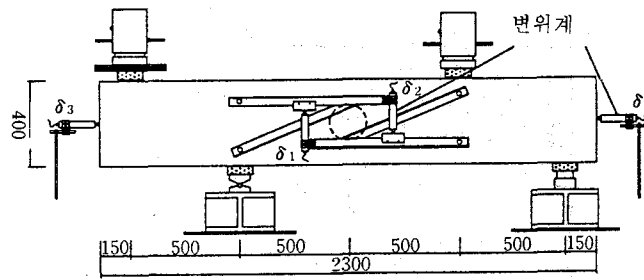


그림 H. 2 재하 및 계측 방법

표 H. 2 실험값과 계산값의 비교

시험체명	$Q_u 1(t)$	$Q_u 2(t)$	$Q_{src}(t)$	$Q_{max}(t)$
AEI	19.90	24.65	29.27	29.80
BEI	15.95	24.65	24.19	26.18
BDI	15.95	24.65	16.95	17.68
BEJ	14.58	21.86	24.01	25.18
BFI	15.95	24.65	24.52	26.63
CGH	16.20	33.02	21.07	22.65
CGI	12.00	24.65	20.57	22.52
CGJ	10.60	21.88	20.41	22.85
AEI-2	19.90	24.65	31.08	33.02
BEI-2	15.95	24.65	26.29	29.81
BFI-2	15.95	24.65	25.72	30.80
AEK		24.65		26.80
AEL		24.65		26.93

$Q_u 1(t)$: 종국전단내력(기준)

$Q_u 2(t)$: 구멍이 없는 경우의 전단력

$Q_{src}(t)$: 제안식에 의한 계산

$Q_{max}(t)$: 실험값

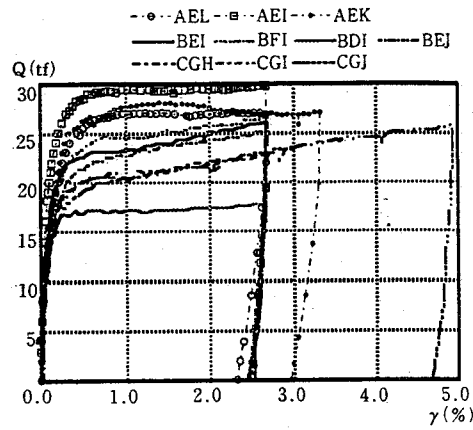


그림 H. 3 Q-γ 곡선

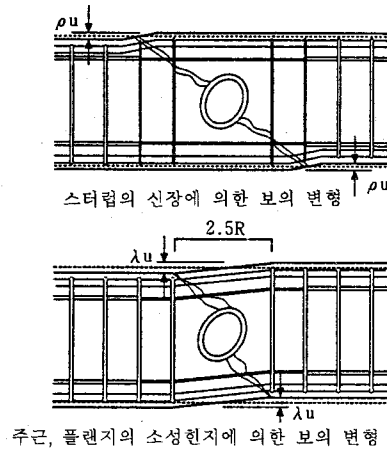


그림 H. 4 파괴모드

스터립, 주근 슬리브관 및 플랜지의 변위에 대한 내부 일에서, SRC 유공보의 전단 내력을 아래식으로 표현한다.

$$Q_{src} = V_{ph} + Q_{rc}$$

$$\text{철골 부분 전단력} : V_{ph} = \zeta \cdot V_p + \eta \cdot M_{ps} / R + V_f$$

$$\zeta = 1 - 2(\bar{R} + t_s) \cdot \cos \theta / h, \quad \eta = \frac{\sqrt{(1+t_s)^2 \cdot \sin^2 2\theta + 4t_s^2 \cdot (\sin^2 2\theta + 3\cos^2 2\theta) - (1+t_s) \cdot \sin 2\theta}}{t_s^2 \cdot (\sin^2 2\theta + 3\cos^2 2\theta)}$$

($\bar{R} = 2R/h, t_s = t_s/2R$)

$$V_p = t_w \cdot (H - 2t_f) \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{3}$$

$$M_{ps} = b_s \cdot t_s^2 \cdot \sigma_{sy} / 4$$

$$V_f = \frac{1}{2.5R} \cdot \lambda \cdot B_f \cdot t_f^2 \cdot \sigma_{fy}$$

$$\begin{aligned} \text{RC 부분 전단내력} : Q_{rc} = & (1 - \cos \beta) \cdot b \cdot \nu \cdot \omega \cdot \sigma_c \{j_t - 2(R + t_s)\} / 2 \sin \beta \\ & + \rho \cdot p_w \cdot b \{j_t - 2(R + t_s)\} \cdot \sigma_w \\ & + \lambda \cdot \sum a_t \cdot \sigma_y \cdot 4d / 7.5 \pi R \end{aligned}$$

H : 철판 층(cm)

B_f : 철판 폭(cm)

t_w : 웨브 두께(cm)

t_f : 플랜지 두께(cm)

b_s : 슬리브관 폭(cm)

t_s : 슬리브관 두께(cm)

R : 구멍직경(cm)

θ : 주근과 플랜지의 소성힌지의 변위각(rad)

σ_{wy} : 웨브 항복강도(kg/cm²)

σ_{ty} : 플랜지 항복강도(kg/cm²)

β : 콘크리트 파괴각도(rad)

b : 시험체 폭(cm)

ν : 콘크리트 압축강도의 저감계수

p_w : 스테럽량(%)

j_t : 주근간 거리(cm)

d : 주근 지름(cm)

Σa_t : 총 주근 단면적(cm²)

σ_c : 콘크리트 항복강도(kg/cm²)

σ_w : 스테럽의 항복강도(kg/cm²)

σ_y : 주근의 항복강도(kg/cm²)

여기서, ω : 콘크리트 구속계수, 슬리브관 보강의 경우 1.4, 보강 안한 경우 1.0,

μ : 스테럽의 신율에 의한 변형계수 0.05,

λ : 주근 등 소성힌지에 의한 변형계수 0.95.

6. 결 과

1) SRC 유공보의 슬리브관에 의한 보강은 매우 유효하다. 2) 슬리브관의 보강효과는 철판에 대해서 뿐만 아니라 콘크리트의 구속을 높이고, 그 결과 철판 플랜지, 주근의 휨에 의한 전단력 전달도 가능하게 하고, 내력상승, 소성의 확보를 촉진한다. 3) 스테럽 보강효과는 그다지 크지 않다. 4) 제안식에 의한 예측내력은 실험치와 좋은 대응을 보여준다.

主 要 參 與 陳

■ 사업수행자

사업책임자 : 수석기술원 박찬용
사업수행자 : 위촉연구원 옥경희

■ 수행기간

1995. 1. 1 - 1995. 12. 31
1995. 5. 1 - 1995. 12. 31

■ 사업참여진

■ 수행기간

연구원 자문위원

구조연구실	:	수석연구원	이장화	1995. 5. 1 - 1995. 12. 31
도로연구실	:	수석연구원	노관섭	"
지반연구실	:	수석연구원	조삼덕	"
수자원연구실	:	선임연구원	김남원	"
환경연구실	:	선임연구원	김광수	"
건축연구실	:	수석연구원	김수암	"
기전연구실	:	선임연구원	김세동	"
건설관리연구실	:	선임연구원	이교선	"

건설교통업계 / 기관 자문위원

대한주택공사	:	선임연구원	강부성	1995. 5. 1 - 1995. 12. 31
한국토지개발공사	:	과 장	황현찬	"
한국도로공사	:	과 장	심재천	"
한국수자원공사	:	과 장	최정옥	"
해외건설협회	:	과 장	오남국	"
대한건설협회	:	과 장	김용태	"
금호엔지니어링	:	이 사	최상석	"
대우건설	:	과 장	김창수	"
대림건설	:	과 장	김학두	"

<역자약력>

한양대학교 건축공학과

연세대학교 건축공학과 대학원 석사

한국과학기술원 토목공학과 대학원 박사

한국건설기술연구원 구조연구실

(현) 경북산업대학교 건축공학과 교수

철골철근콘크리트조 배근지침(안) · 동해설

1996년 12월 26일 인쇄

1996년 12월 31일 발행

출판등록번호/제 21-564호

편 자 일본건축학회

역 자 하 기 주

발 행 자 한국건설기술연구원

건설기술정보센터

서울시 서초구 우면동 142

전화 570-8833~6

총 판 건설정보사

인쇄처 희선당

값 12,000 원