

任意方向水平力を受ける RC 造骨組における はり—スラブ系の終局曲げ耐力

三谷 勲・有馬 冬樹
(受理 平成 3 年 5 月 31 日)

Ultimate Flexural Strength of Beam-Slab System in R/C Frame Subjected to Horizontal Force in Arbitrary Direction

Isao MITANI, Fuyuki ARIMA

Specimens used in the experiment are modeled beam-slab-column subassemblages in the vicinity of the inner column and the corner column in the R/C frame. All of them have the same sectional dimension and reinforcements. Alternating horizontal forces having 0, 26.6 or 45 degrees to the structural plane of the frame are applied to the specimens. And flexural moment in each beam of the specimens and its resultant flexural moment acting on the column were investigated under the ultimate state.

The following results are obtained from the test. When frames are collapsed by the mechanism of the beam yielding under arbitrary directional horizontal force, flexural moment applying to the column is about 85–101% of resultant beam bending moment, which is calculated under the assumption that in-plane ultimate flexural moments of the beams, which are orthogonal each other, apply to a column simultaneously.

1. 序

多層多スパンラーメンが塑性崩壊耐力に達するよう激震を受ける場合に、大きなじん性能を有する弾塑性履歴によって、地震入力による振動エネルギーを消費するためには、特定の層に変形が集中しない全体降

伏形となるようなはり降伏型の崩壊機構(図-1 参照)の下で崩壊することが望ましい¹⁾。

水平力がラーメン構面方向から立体ラーメンに作用する場合、平面ラーメンにおいて、柱の終局曲げ耐力がはり—スラブ系の終局曲げ耐力の合計を上回っておれば、はり降伏型の崩壊機構を保障できる。しかし、ラーメン構面とある角度 θ をなす任意方向の水平力が作用した場合(図-2 参照)において、はり降伏型の崩壊機構を保障するには、ある柱に接続している各はりの終局曲げ耐力のベクトル和がその柱の曲げ耐力を下回ることが必要である。

各ラーメン構面方向から地震力が作用した場合に生じるそれぞれのはりの応力の最大値が、柱に同時に作用するものとしてはり降伏型の設計を行えば、任意方向水平力に対しても、はり降伏型の崩壊機構を保障できることは明らかである。

しかし、終局強度型耐震設計指針(案)¹⁾では、非線形地震応答解析例から、2方向地震力に対して各方向

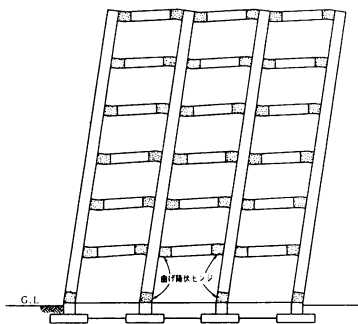


図-1 はり降伏型による全体降伏機構¹⁾

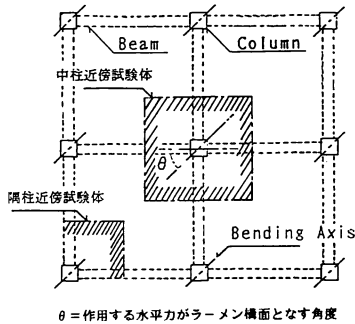


図-2 試験体に相当する部位

の最大値が同時に発生する確率は低く、各ラーメン構面方向からの地震力によって生じるそれぞれのはりの応力の最大値が同時に作用するとして設計を行うことは、部材の上限強度や動的増幅係数等の係数との組合せを考慮すると過大評価であるとしている。

一方、中柱は、1/3~1/4スケールのRC弱小モデルによる実地震応答観測記録（主としてはり崩壊形試験体について）から、地震による構造物の振動性状は、必ずしも一つの構面方向（以下、X方向あるいはY方向と呼ぶ）を選択して振動するわけではなく、同時に最大変形に達する可能性があることを指摘している²⁾。

また、任意方向の水平力がスラブ付き立体ラーメンに作用する場合、床スラブは互いに直交するT形はりのフランジとして機能するため、一方向からの地震力が作用した場合に比べ、はりの曲げ耐力に対するスラブの寄与率が低下する。このため、各ラーメン構面方向から地震力が作用した場合のはりの最大曲げモーメントが柱に同時に作用することはないと考えられる。

従って、任意方向の水平力により、X、Y両方向の骨組が、同時に最大変形に達する場合でも、柱に作用する合曲げモーメントとして、各ラーメン構面方向の水平力の下で発揮されるT形はりの終局曲げモーメントの合モーメントを採用することは過大評価となろう。

2方向の水平力を受けるスラブ付き立体ラーメンに関する実験的研究は多数行われている。これらの研究は、高強度材料の使用に伴い、小さな断面寸法の構造物が設計されるようになったことに起因する諸問題を明瞭にすることを目的として、2方向加力時の柱-はり接合部のせん断強度^{3)~6)}、スラブ有効幅の評価⁷⁾、

柱の2軸曲げ挙動⁸⁾、はり主筋の付着性状^{9)・10)}に着目している。

しかしながら、任意方向水平力の下で、骨組の崩壊機構が全体降伏形となることを保証するためには、任意方向水平力の下ではり端部が降伏するときに、柱が受ける合曲げモーメントの値を明らかにしておく必要があるが、この点に関する研究はない。

本研究では、鉄筋コンクリート造スラブ付き立体ラーメンが任意方向水平力を受ける場合について、柱に作用する合曲げモーメントを評価することを目的とし、中柱および隅柱近傍のはり-スラブ系の終局曲げ耐力を実験的に調べ、解析結果との比較検討を行う。

2. 実験計画

2.1 実験変数

実験変数を表-1に示す。本実験においては、立体ラーメンに作用する水平力の方向として、ラーメン構面方向に対して0度（ラーメン構面方向）、26.6度お

表-1 実験変数

| 部位 | 試験体名 | 実験名 | θ | 荷重方法 |
|---------|---------|---------|----------|-------|
| 中柱近傍 | I1 | I1-45 | 45° | |
| | I2 | I2-00 | 0° | |
| I2-00-F | | 0° | | |
| 隅柱近傍 | C1 | C1-45 | 45° | |
| | | C1-30 | 26.6° | |
| | C2 | C2-45-T | 45° | |
| | | C2-30-T | 26.6° | |
| | C3 | C3-45-2 | 45° | C1と同じ |
| | | C3-00 | 0° | |
| | C3-00-F | 0° | | |

θ : 作用する水平力がラーメン構面となす角度

C3-45-2はC1-45の追試である。

よび45度方向を想定し、はり－スラブ系の部位としてラーメン骨組の中柱および隅柱近傍(図-2参照)を選んでいる。

表-1中、実験名のうちIおよびCは、それぞれ、はり－スラブ系の部位が中柱近傍および隅柱近傍であることを示し、それに続く数字は、各シリーズ試験体の通し番号である。その次の2桁の数字は水平力のラーメン構面に対する角度の概数を表す。ラーメン構面方向の水平力を受ける実験名における末尾のFは、直交はりに既に終局耐力に至る荷重を受けた試験体であることを示す。すなわち、I2-00およびI2-00-Fは試験体としては一体で、一つの構面方向に加力する実験(I2-00の実験)を行った後、直交構面方向に加力する(I2-00-Fの実験)。隅柱近傍を対象とした実験名における末尾のTは、一方のはりがスラブ側曲げ圧縮のときに、他方のはりがスラブ側曲げ引張になるようにして、正負交番にせん断力を加える場合(以下、ねじり荷重と呼ぶ)の実験であることを表わし、それ以外は2本のはりに同方向のせん断力を加える場合(以下、単純荷重と呼ぶ)の実験である。

2.2 試験体

試験体は、地震力を受ける多層多スパンラーメンにおける柱およびはりの反曲点間を取り出したもので、スケールは実物大構造物の1/3~1/4である。全試験体を通じて、柱およびはりの寸法、スラブ厚等は同一と

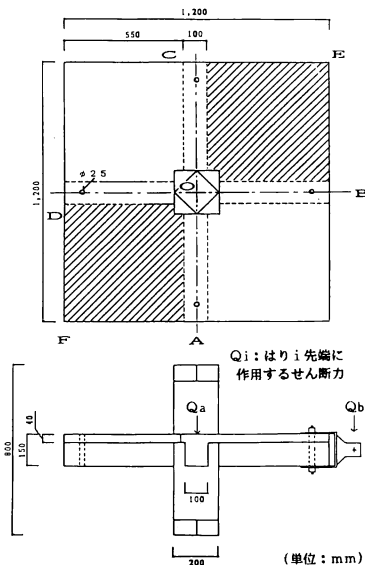
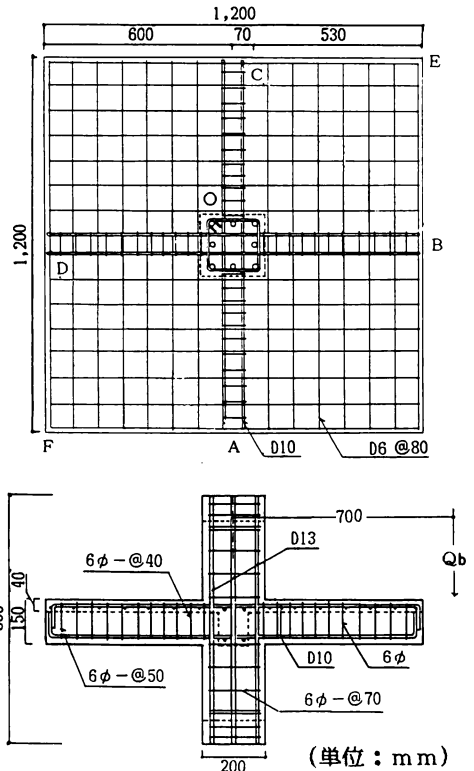


図-3 試験体の形状および寸法

なるよう製作されている。

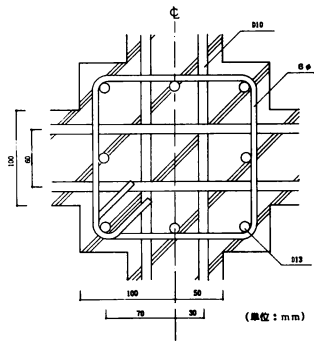
中柱近傍を対象とした試験体(以下、中柱試験体と呼ぶ)の形状および寸法を図-3に示す。隅柱近傍を対象とした試験体(以下、隅柱試験体と呼ぶ)は、同図中における□OAFDおよび□OBEC部(同図中、斜線部)のスラブが欠けており、柱を共有した二つの隅柱近傍部分から成っている。

配筋詳細を図-4(a)~(c)に示す。柱主筋にはD13を、はり主筋にはD10を用い、柱の帯筋およびはりのあばら筋には6φを使用した。柱帯筋の間隔は、接合部を除いて、7cmピッチとした。はり幹部のあばら筋の間隔は、はり根元からはり中央までの部分が4cmピッチで、はり中央からはり先端までの部分は、5cmピッチである。スラブ筋の間隔は8cmピッチである。また、試験体IIにおいてのみ、接合部内にせん断補強筋を1本入れた。なお、中柱試験体では、はり筋およびスラブ筋とも通し配筋で、隅柱試験体では、はり筋のみ通し配筋で、スラブ筋ははり幹部内に定着させ

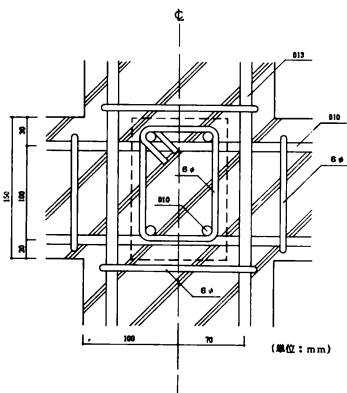


(a) 全体

図-4 配筋詳細



(b) 柱-はり接合部横断面



(c) 柱-はり接合部縦断面

図-4 配筋詳細 (つづき)

表-2 実測鉄筋位置 (単位: mm)

| 試験体名 | 鉄筋の方向 | d1 | d2 | d0 | d3 |
|------|-------|-----|-----|-----|----|
| I1 | A-C | 129 | 123 | 101 | 27 |
| | B-D | 117 | 134 | 101 | 20 |
| I2 | A-C | 132 | 117 | 98 | 27 |
| | B-D | 117 | 132 | 99 | 20 |
| C1 | A-C | 123 | 125 | 98 | 26 |
| | B-D | 114 | 134 | 98 | 19 |
| C2 | A-C | 126 | 122 | 98 | 26 |
| | B-D | 117 | 132 | 99 | 20 |
| C3 | A-C | 135 | 113 | 98 | 27 |
| | B-D | 126 | 121 | 97 | 20 |

(注) 鉄筋の方向は、はり端名を結ぶ方向で表されている。

- d0 : はり上・下端筋中心間距離
- d1 : スラブ上端からはり下端筋中心までの距離
- d2 : はり下端からはり上端筋中心までの距離
- d3 : スラブ上端からスラブ筋中心までの距離

表-3 各シリーズ試験体の各部耐力

| 試験体名 | Mcu | Mbu | M'bu | Mu | Vju | Vu |
|------|-------|-------|-------|-------|------|------|
| I1 | 557.7 | 217.9 | 129.9 | 462.0 | 26.8 | 28.4 |
| I2 | 546.6 | 210.6 | 132.9 | 426.0 | 24.2 | 28.9 |
| C1 | 572.1 | 160.5 | 82.8 | 444.0 | 15.6 | 13.6 |
| C2 | 605.2 | 164.8 | 90.1 | 504.0 | 20.5 | 13.7 |
| C3 | 560.4 | 159.1 | 98.6 | 450.0 | 16.5 | 13.5 |

Mcu : 柱の終局曲げ耐力¹⁾ (ton・cm)

Mbu : スラブ側曲げ引張の場合の T 形はりの終局曲げ耐力 (スラブ有効幅を全幅とした場合) (ton・cm)

M'bu : スラブ側曲げ圧縮の場合の T 形はりの終局曲げ耐力 (スラブ有効幅を全幅とした場合) (ton・cm)

Mu : はりの終局せん断耐力¹⁾ × 加力点から柱フェースまでの距離 (ton・cm)

Vju : 接合部のせん断耐力¹⁾ (ton)

Vu : はりが終局曲げ耐力に達したときに接合部に作用するせん断力 (ton)

i) 中柱試験体の場合 $Vu = \{(Mbu + M'bu) / d0\} \cdot (h' / h)$

ii) 隅柱試験体の場合 $Vu = (Mbu / d0) \cdot (h' / h)$

ここに、d0 = はり上・下端筋中心間距離、h = 層高、h' = 柱の内り高さ

注) Mbu, M'bu および Vu は A-C 方向と B-D 方向で値が異なるが、両者のうち、中柱試験体では A-C 方向方向のものを、隅柱試験体では B-D 方向のものをを用いた。

ている。各試験体の実測鉄筋位値を表-2に示す。

本実験では、立体ラーメンがはり降伏型の崩壊機構のもとで崩壊する場合を研究対象としている。従って、試験体は、柱の終局曲げ耐力が、構面方向水平力の下で、スラブ有効幅をスラブ全幅とした場合のはりの終局曲げ耐力を上回るよう設計している。また、はり材端部がスラブ全幅を有効幅とした場合の終局曲げ耐力に達しても、はり幹部の終局せん断耐力には達しないよう設計されている。各シリーズ試験体が構面方向水平力を受ける場合の各部耐力を表-3に示す。

コンクリートの調合は表-4に示す通りである。セメントには早強ポルトランドセメントを使用し、細骨材として普通砂を、粗骨材として碎石(最大粒径13mm)を使用した。本実験の試験体に使用した鉄筋およびコンクリートの機械的性質を、それぞれ表-5および6に示す。

表－4 コンクリートの調合

| | W/C (%) | 単位水量 (Kg/m ³) | セメント (Kg/m ³) | 細骨材 (Kg/m ³) | 粗骨材 (Kg/m ³) | スラブ (cm) |
|----|---------|---------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|----------|
| I1 | 55.9 | 181 | 324 | 730 | 927 | 17.8 |
| I2 | 55.9 | 181 | 324 | 730 | 927 | — |
| C1 | 55.0 | 281 | 511 | 761 | 1178 | 23.0 |
| C2 | 48.4 | 183 | 426 | 634 | 982 | 19.1 |
| C3 | 55.9 | 181 | 324 | 632 | 927 | 19.1 |

W/C：水セメント比

表－5 鉄筋の機械的性質

| 種別 | σ_y (ton/cm ²) | σ_u (ton/cm ²) | ϵ_{st}/ϵ_y | A (cm ²) |
|-----|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|----------------------|
| 6φ | 3.71 | 4.63 | 8.5 | .24 |
| D6 | 3.94 | 5.66 | 1.0 | 3.2 |
| D10 | 4.36 | 6.19 | 10.1 | .67 |
| D13 | 3.82 | 5.67 | 10.4 | 1.19 |

σ_y ：降伏応力度， σ_u ：引張強度，
 ϵ_{st} ：ひずみ硬化開始時時のひずみ度，
 ϵ_y ：降伏ひずみ度 (σ_y/E) E：ヤング係数，
 A：断面積

表－6 コンクリートの機械的性質

| 試験体名 | Fc(Kg/cm ²) | Ft(Kg/cm ²) | Ec(ton/cm ²) |
|------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|
| I1 | 298 | 23 | 221.7 |
| I2 | 269 | 20 | 219.2 |
| C1 | 289 | — | — |
| C2 | 380 | 27 | 267.3 |
| C3 | 306 | 29 | 265.9 |

Fc：圧縮強度，Ft：引張強度，Ec：始源 Young 係数

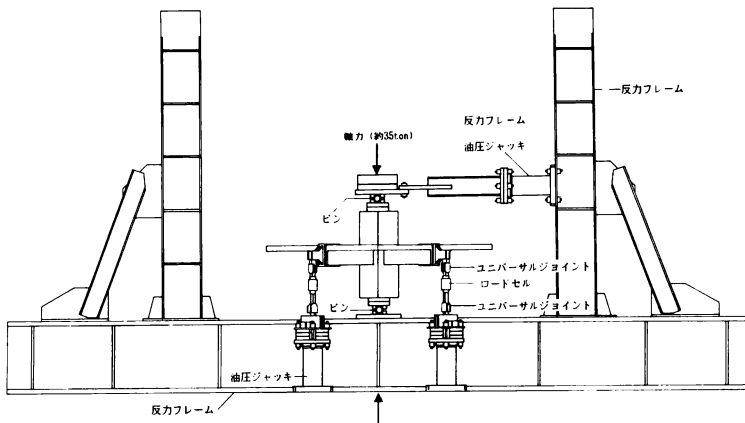
2.3 加力装置および実試方法

a) 加力装置

加力装置を図－5 に示す。同図とは一部が異なる加力装置を用いた実験もあるが、基本的には同図に示されるものに等しい。試験体は柱脚部および柱頭部においてピン支持されている。柱には、油圧ジャッキにより軸力が加えられるようになっている。はり端部に取り付けられた治具－荷重測定用のロードセル間およびロードセル－油圧ジャッキ間には、はりのねじれおよび構面外変形を拘束しないようにユニバーサルジョイントが挿入されている。また、加力に伴う柱反力は、柱頭部に設置された油圧ジャッキおよび柱脚部のピンを介して反力フレームに伝えられる。

b) 実験方法

柱の曲げ耐力を増加させる目的で、柱に約35ton (= 柱の断面積×0.3Fc) の軸力をかけた後、はり先端部に油圧ジャッキを用いて正負繰り返しせん断力を与える。但し、Fc：コンクリート圧縮強度。



図－5 加力装置

試験体II (II-45の実験)では、図-3に示すはりA、B、CおよびDの先端に、45度方向の水平力作用時に対応するはりせん断力(以下、□□方向せん断力と略記)として、 $\delta_a = \delta_d$ 、 $\delta_b = \delta_c$ 、かつ $\delta_a / \delta_b = \delta_c / \delta_d = -1$ となるよう荷重を加えた。

試験体I2 (I2-00の実験)では、はりAおよびCの先端に、ラーメン構面方向せん断力として、 $\delta_a / \delta_c = -1$ となるように荷重を加えた。

C1-30およびC2-30-Tでは、26.6度方向せん断力として、隅柱試験体におけるはりCおよびはりDの先端に、 $|Qc| / |Qd| = 1/2$ となるよう荷重を加えた。

ここに、 δ_x ははりX先端のたわみを、 Q_x ははりXに加えるせん断力を表す。その他の実験における加力方法については、表-1中、載荷方法の欄を参照されたい。

加力は、原則として、正負交番に3回繰り返した。第1および第2サイクルに関しては、各サイクルにおける正負の最大変位量が等しくなるよう加力し、最終サイクルに関しては、実験が遂行できる範囲でできる限り大きい変位を与えた。

2.4 測定方法

はり先端に取り付けられたロードセルにより、はりせん断力を測定した(図-5参照)。また、スラブ面より10cm上部の柱面に変位測定用の軽量アングルを固定し、図-6(a)および(b)に示す位置に変位計を取り付け、各はり先端(加力点)では構面内変位およびねじ

れ角を、はり根元近傍では構面内変位を測定した。

さらに、各はり根元近傍およびはり中央部近傍では、はり上下端主筋のひずみを、スラブ面内では、はりとスラブの境界面近傍のひずみを調べるために、図-7(a)および(b)に示す位置にストレインゲージ(以下、W.S.G.と略記)を貼付し、ひずみの測定を行った。但し、同図に示すW.S.G.のうち、一部を省略した試験体もある。

3. 実験結果

3.1 亀裂性状

試験体の亀裂性状の例を図-8(a)~(e)に示す。各図において、(i)図は処女載荷最大変位時の亀裂の発生状況を、(ii)図は実験終了時の亀裂の発生状況を示したもので、実線はスラブ上面に、破線はスラブ下面に生じたものである。

いずれの試験体においても、はり側面に生じた亀裂の多くははり材軸に直交しているのが、各試験体のはりは曲げによって終局耐力に至っていると判断できる。また、柱-はり接合部には、亀裂は確認されなかったため、本実験において、柱-はり接合部の破壊はなかったものと考えられる。

一方、スラブ面でのはり亀裂ははり材軸に直交しているが、被載荷はりが共有するスラブ部分に生じた亀裂では、加力方向により違いが見られた。図-8(a)および(c)に示すように、45度方向水平力を受ける試験体

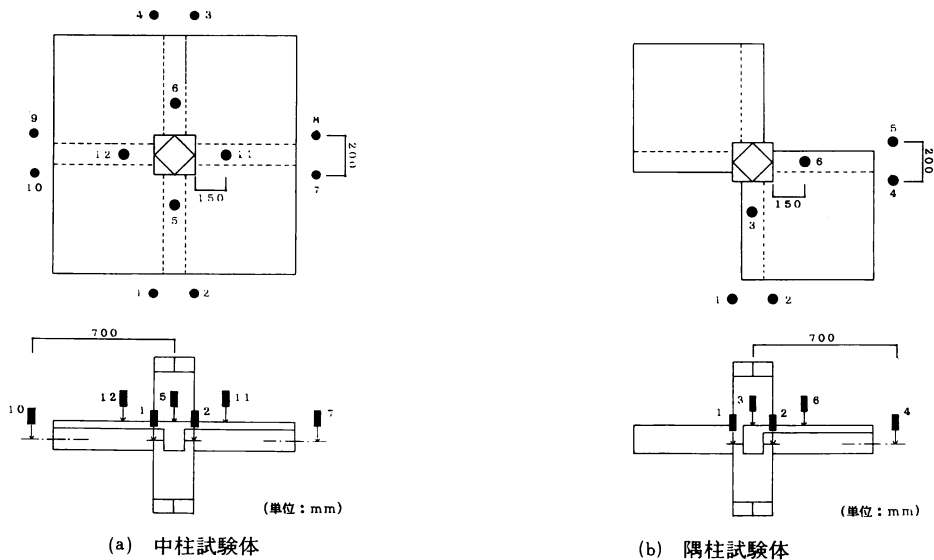


図-6 変位計設置位置

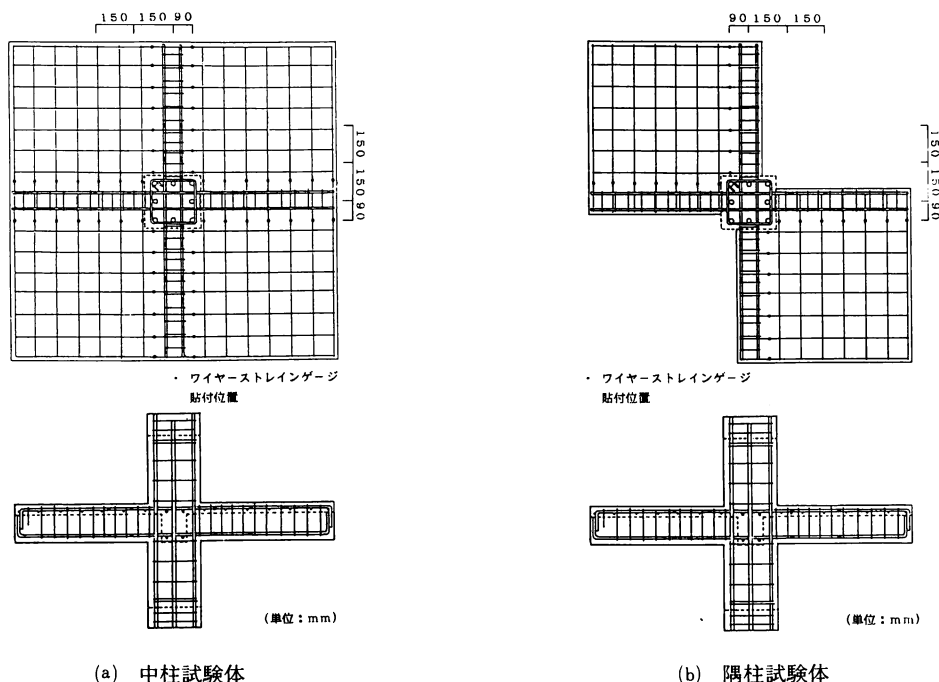


図-7 ストレインゲージ貼付位置

(ねじり荷重を受ける C2-45-T を除く) では、スラブ面において、はり材軸と45度をなす亀裂が顕著である。これは直交はりからの引張応力の相互作用によるものである。また、C1-30 では、はり C とはり D に加わる荷重の比が1 : 2であったため、スラブ部分において C はりに平行な亀裂が顕著である (図-8(d) 参照)。

図-8(e)および(f)からわかるように、ねじり荷重を受ける試験体 C2-45-T および C2-30-T のスラブ面では、はり材軸に平行な亀裂のみが生じており、単純荷重の場合とは異なっている。なお、同図(b)において、はり C 先端からはり D 先端にかけての亀裂は実験開始前に既に発生していたものである。

3.2 スラブ面内のひずみ分布

はり上端主筋上面 (はり芯から150mmの位置) およびスラブ筋上面 (同90mmの位置) に貼付した W.S.G. による測定結果に基づく、各サイクルのスラブ側曲げ引張最大変位時でのスラブ面内ひずみ分布図を図-9(a)~(h)に示す。同図中丸で囲まれた数字はサイクル数を表す。

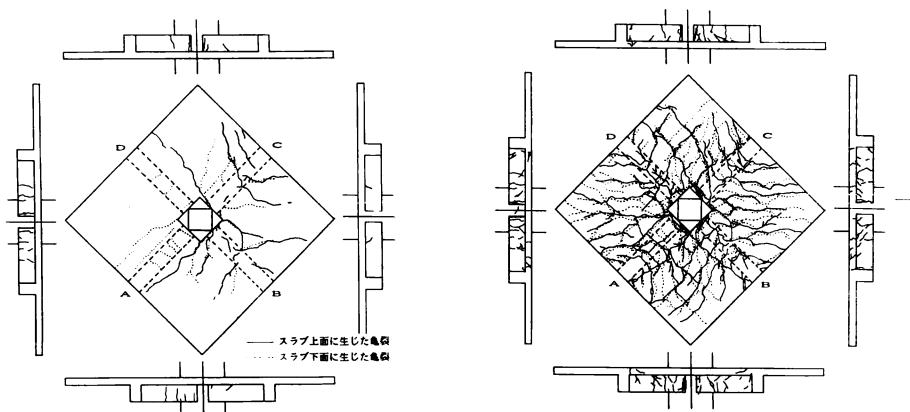
図-9(a) (I1-45 : はり A, D がスラブ側面曲げ引張の場合) からわかるように、第2サイクル (節点回転

角が約 0.02rad.) において、スラブ筋がほぼ全幅にわたって降伏している。なお、同試験体において、はり B, C がスラブ側曲げ引張の場合も同様のひずみ分布を示した。

図-9(b)と(c)の比較より、最終サイクル最大変位時 (約 0.035rad.) においては、I2-00-F のスラブ最外縁近傍の鉄筋のひずみが、同変位時における I2-00 のひずみよりも少ないことがわかる。これは、I2-00-F の実験に先だて行われた I2-00 の実験で生じた亀裂により、スラブ筋への応力伝達が劣化したためである。同様の傾向が、隅柱試験体 C3-00 と C3-00-F の比較においても見られた (図-9(g)および(h)参照)。

C3-45-2 では、第1サイクル (約 0.01rad.) において、はり主筋およびはり近傍のスラブ筋がすでに降伏しているが、最終サイクル (約 0.05rad.) においてもスラブ筋の降伏は全幅には至らなかった (図-9(d) 参照)。

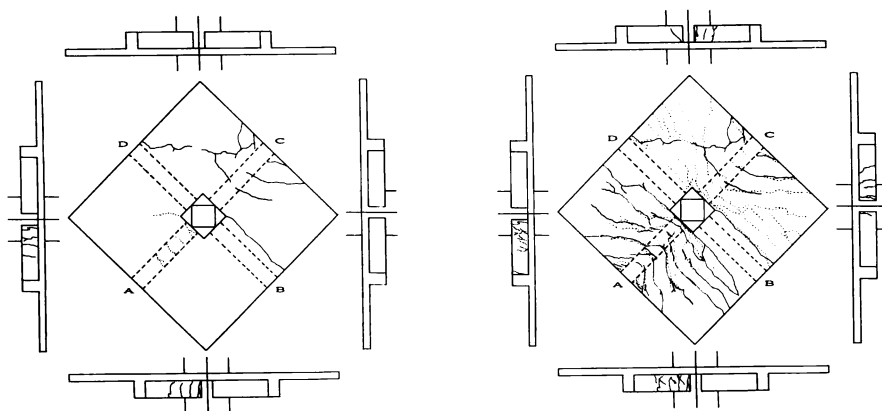
図-9(e)より、C1-30 では、卓越するせん断力を受けるはり B - D 方向の鉄筋のうち、はり近傍の鉄筋は第2サイクル (約 0.02rad.) において降伏し、最終サイクル (約 0.03rad.) においては全鉄筋が降伏しているが、はり A - C 方向の鉄筋では、はり主筋とその



(i) 処女載荷最大変位時

(ii) 実験終了時

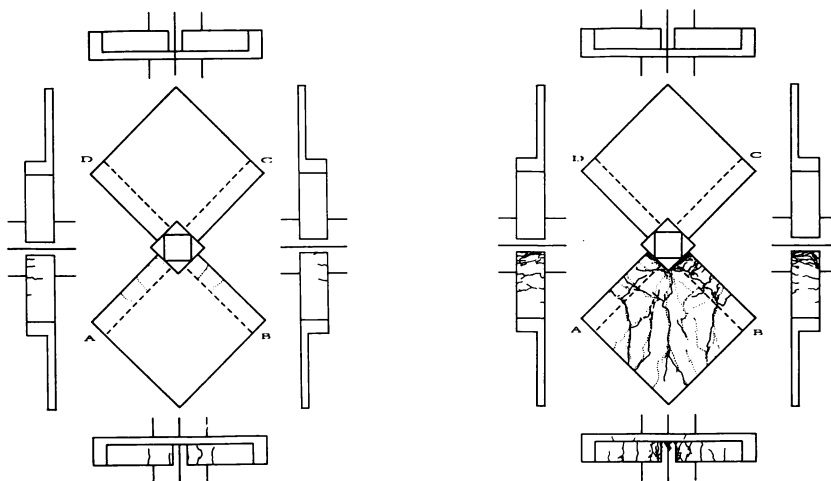
(a) I1-45



(i) 処女載荷最大変位時

(ii) 実験終了時

(b) I2-00



(i) 処女載荷最大変位時

(ii) 実験終了時

(c) C1-45

図-8 亀裂性状

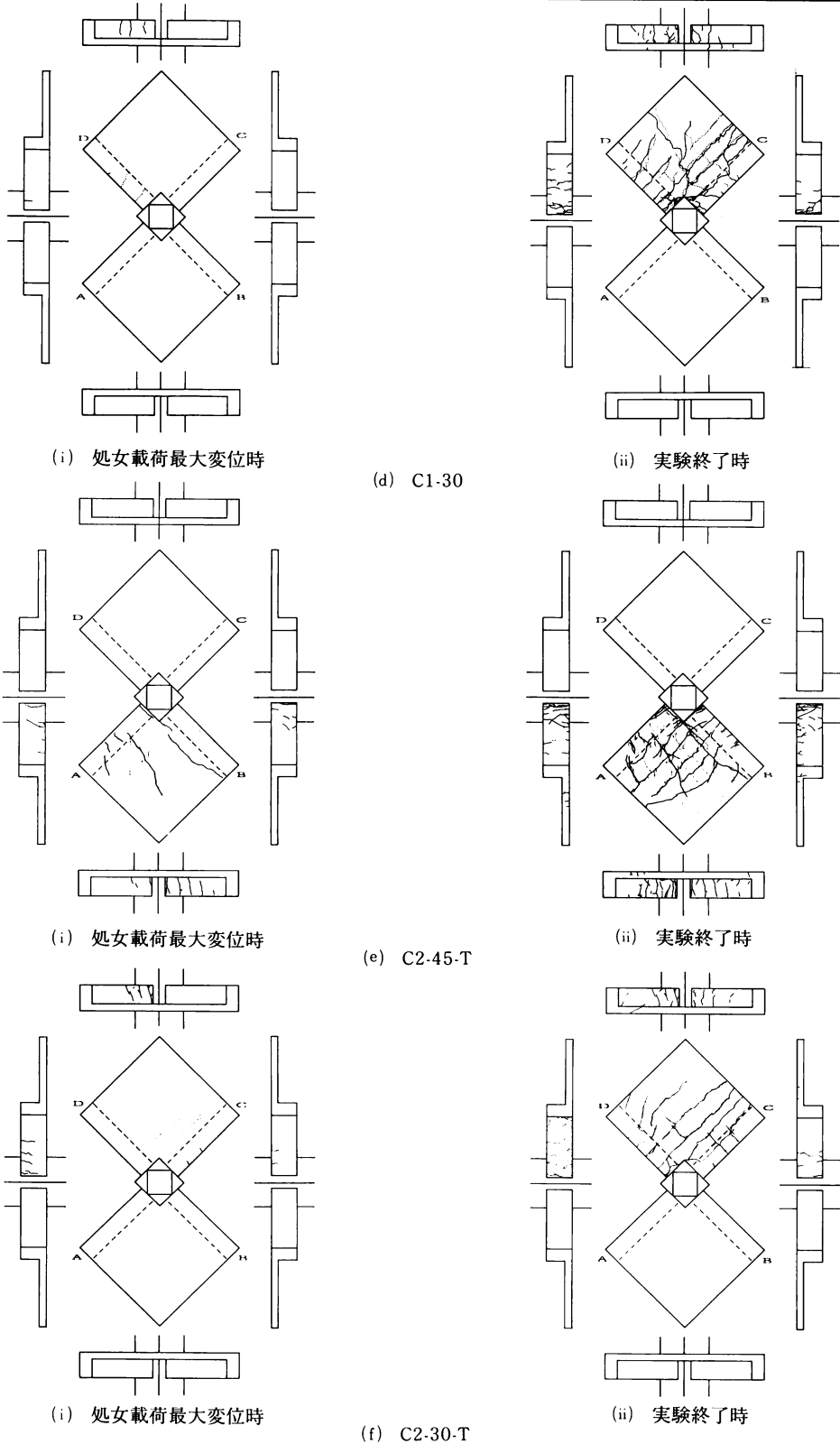


図-8 亀裂性状 (つづき)

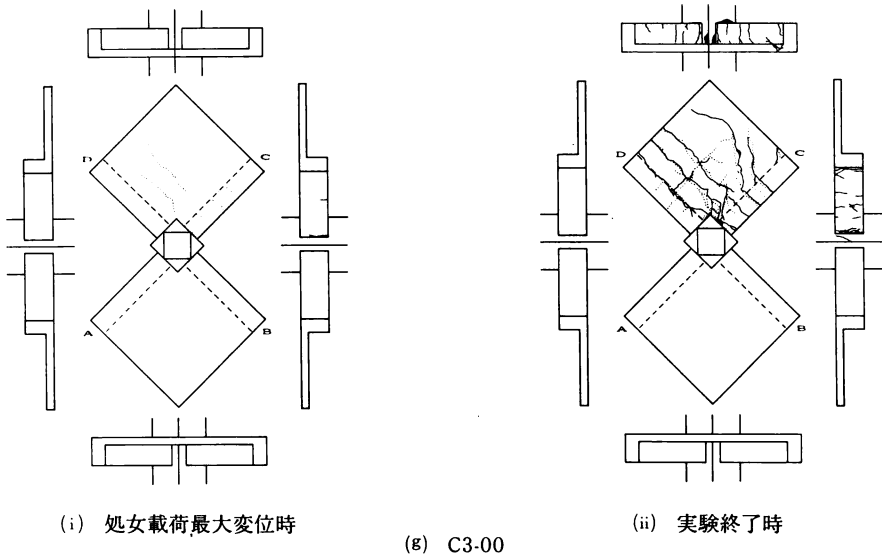


図-8 亀裂性状(つづき)

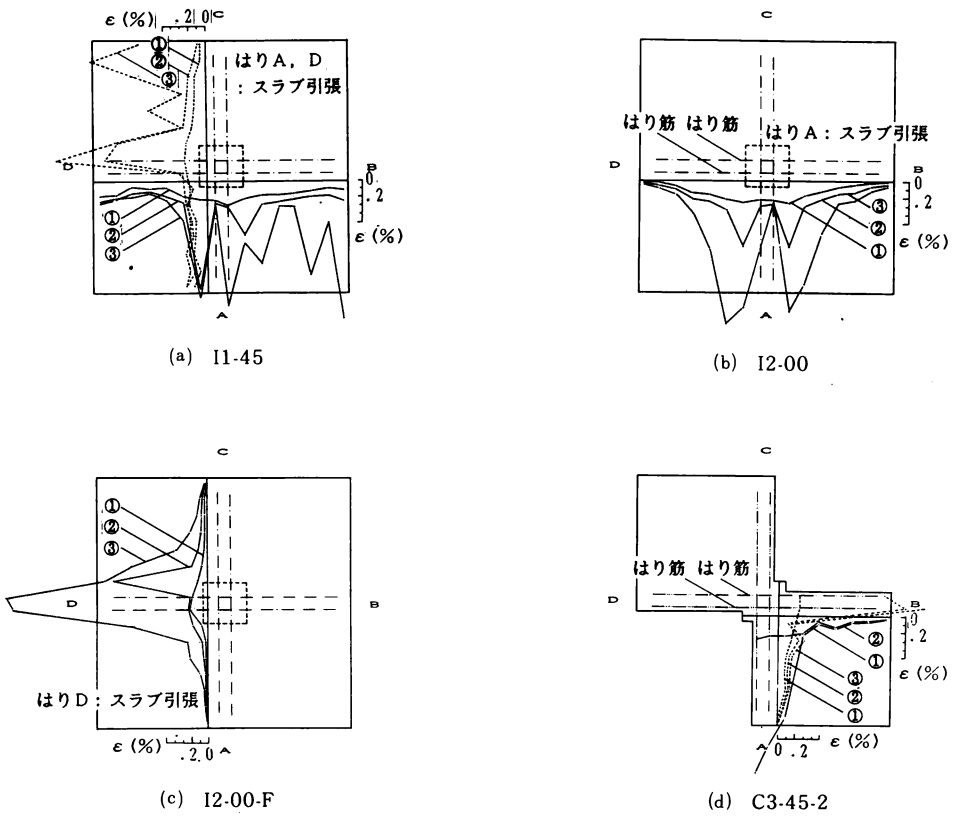
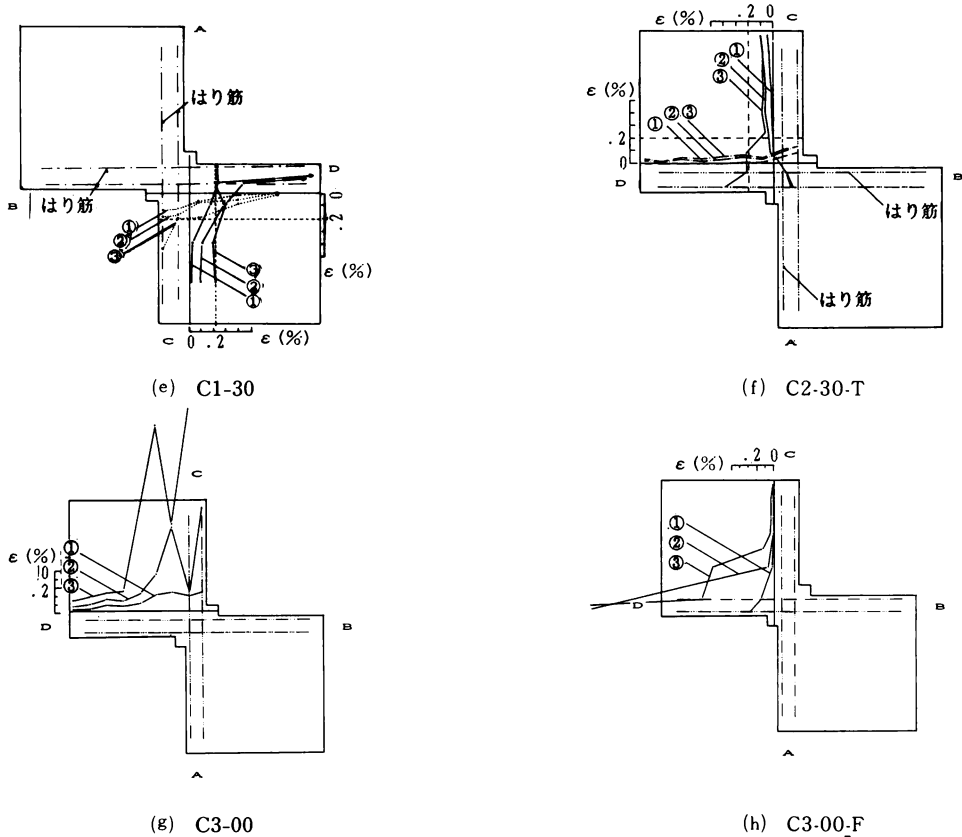


図-9 スラブ面内ひずみ分布



図－9 スラブ面内ひずみ分布 (つづき)

近傍のスラブ筋のみが最終サイクルにおいて降伏していることがわかる。

C2-30-T (はり D がスラブ側曲げ圧縮の場合) では、大きいせん断力を受けるはり B - D 方向の鉄筋のうち、はり主筋およびはり近傍の鉄筋は第 3 サイクル前半 (約 0.02rad.) において、スラブ側が曲げ圧縮となるようなせん断力を受けているにもかかわらず引張ひずみが残留している (図 - 9 (f) 参照)。これは、前サイクルにおいて、はり主筋およびはり近傍のスラブ筋が引張降伏して、ひずみが増大した後、圧縮力を受けたためであり、ひずみ挙動から、これらの鉄筋は圧縮降伏していることを確認している。同様の挙動は、同実験において、D はりがスラブ側曲げ引張の場合および C2-45-T の場合についても見られた。

3.3 はりのねじり角挙動

非構面方向の水平力を受ける場合に対応する試験体においては、はりは、直交はりからスラブを介して、

ねじりモーメントを受ける。しかしながら、ねじりモーメント量を特定することは困難であるため、ねじりを引き起こす直交はりに加えた荷重を用い、荷重－はりのねじり角関係を調べた。

その結果の数値を図 - 10(a)～(d) に示す。はりのねじり角は、各はりの先端に取り付けられた 2 本の変位計の値の差を両変位計の間隔 (= 20cm) で割ったものである (図 - 6 参照)。荷重は直交はりがスラブ側曲げ引張の場合を正とし、ねじり角は正荷重によって生じる方向を正としている (図 - 10(a)～(d) 挿図参照)。

a) 中柱試験体の場合

I1-45 における C はりのねじり角の挙動を図 - 10(a) に示す。中柱試験体の場合、直交はりは 2 本あるが、ここでは、着目しているはりと同方向のせん断力を受ける直交はり B の荷重を縦軸としている。最終サイクルを除き、各サイクルにおいてはりに与えた変位量が正負同じであるにもかかわらず (2.3 b) 項参照)、

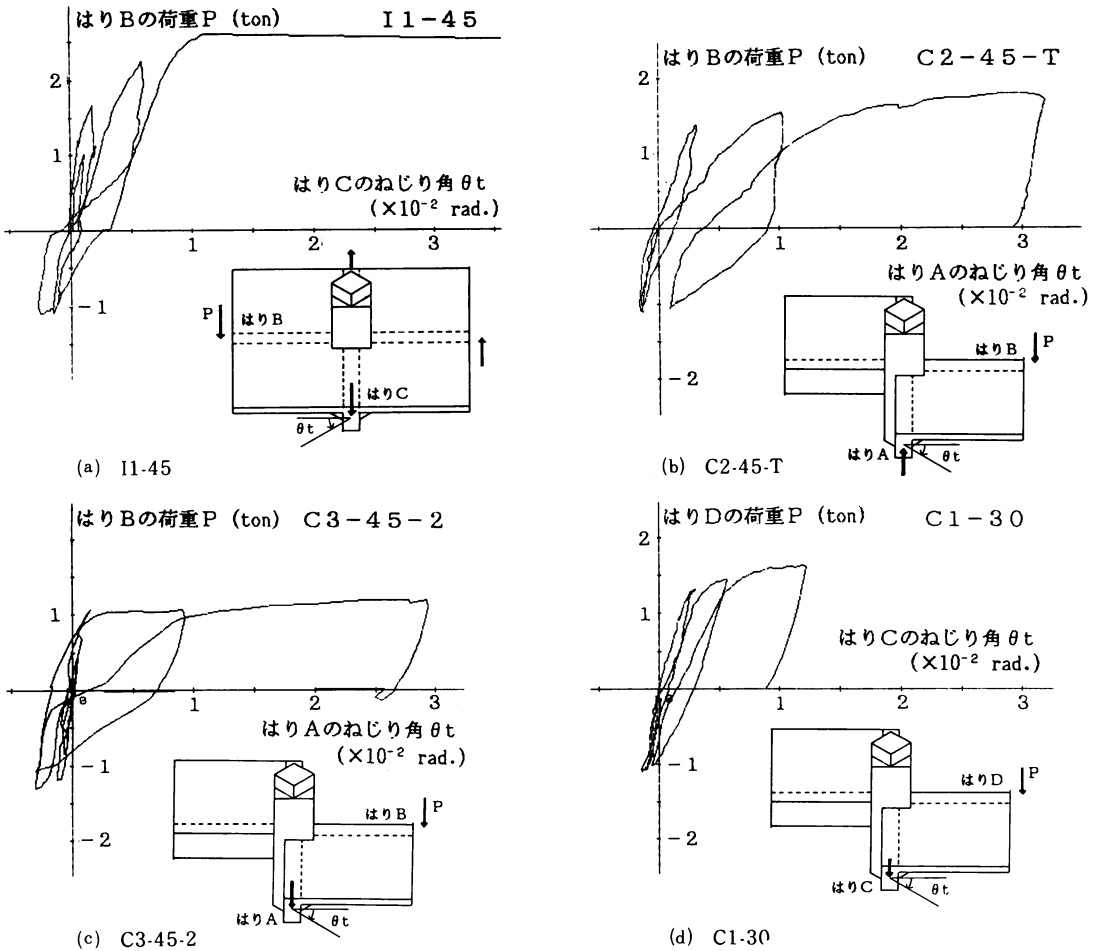
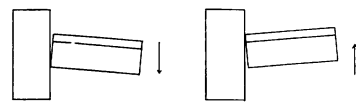


図-10 はりのねじり角挙動

同図より、スラブ側が曲げ引張となる場合(同図中、荷重 P が正側)のねじり角が、スラブ側が曲げ圧縮となる場合のものより大きいことがわかる。この理由は次の通りである。

はりがスラブ側曲げ引張となるようなせん断力を受ける場合には、図-11(a)に示すように、はりの付け根に発生したスラブ側の亀裂が開き、はり下部の亀裂は閉じる。この場合、このはり下部がねじり回転中心となり、この中心から、ねじりを引き起こす引張力が作用するスラブ筋までの距離が長くなるため、はりに作用するねじりモーメントが大きくなる。逆にスラブ側曲げ圧縮の場合には、同図(b)に示すように、スラブ筋近傍に回転中心が位置するため、ねじりモーメントが

小さくなる。



(a) スラブ側曲げ引張 (b) スラブ側曲げ圧縮

図-11 はり根元の亀裂状態

b) 隅柱試験体の場合

C2-45-Tにおける直交はり B の荷重-はり A のねじり角関係を図-10(b)に示す。C2-45-Tでは、直交はり B がスラブ側曲げ引張となる場合に、はり A はスラブ側曲げ圧縮となる。前述したように、I1-45で

は、ねじりに着目するはりのスラブ側が曲げ引張のときにねじり角が大きくなった。しかし、ねじり荷荷を受ける C2-45-T では、ねじりに着目するはり A のスラブ側が曲げ圧縮のときにねじり角が大きくなる傾向を示した。

これは、はり A がスラブ側曲げ圧縮となり、ねじりモーメントに関係する腕の長さが小さくなる影響より、直交はり B がスラブ側曲げ引張となり、はり A に直交するスラブ筋の引張力が増加する影響が卓越するためと考えられる。図示していないが、この傾向は C2-45-T のはり B および C2-30-T の両はりのねじり角についても見られた。

一方、図-10(c)および(d)に示すように、単純荷荷を受ける C3-45-2 および C1-30 においては、I1-45 の場合と同様、最終サイクルを除き、はりに与えた変位は正負同じであるにもかかわらず、各サイクルの最大変位時のねじり角はねじりに着目するはりがスラブ側曲げ引張の場合の方がスラブ側曲げ圧縮の場合より大きくなっている。

また、図示していないが、C1-30 試験体においては、2 本のはりのうち、大きなせん断力を受けるはり D に作用するねじりモーメントが小さいため、はり D のねじれ角が小さなせん断力を受けるはり C のものより小さかった。

I1-45 と C3-45-2 の例 (図-10(a)および(c)参照) において、第一および第二サイクル最大変位時のねじり角を比較すると、直交はりがスラブ側曲げ圧縮の場合、各サイクルのねじり角の大きさは、両実験においてほぼ等しい。しかし、スラブ側曲げ引張の場合では、第一サイクルにおけるねじり角の大きさは、両実験間でほぼ等しいが、第二サイクルにおいては、C3-45-2 のねじり角が I1-45 の場合より大きかった。この理由として次のことが考えられる。

スラブ側曲げ引張の場合、第一サイクルでは、はり根元に亀裂が生じておらず、ねじりの影響は小さいため、両実験におけるねじり角に大きな差は生じない。第二サイクルでは、はり根元に亀裂が生じ、ねじりの影響は両実験において大きくなる。I1-45 では、はりの両側にスラブが付いているため、C3-45-2 の場合に比べ、スラブ上面から中立軸位置までの距離が短くなり、ねじりモーメントの腕の長さも短くなる。このため、I1-45 においてははりに作用するねじりモーメントが小さくなる。また、I1-45 においてはもう一方のスラブもねじりに抵抗するため、はりのねじり抵抗が、

隅柱に比べ大きい。一方、スラブ側曲げ圧縮の場合、ねじりの回転中心がスラブ筋近傍に位置し、ねじりの影響が小さくなるため、両実験におけるねじり角に大きな差は生じない。

3.4 柱に作用する合曲げモーメント—節点回転角関係

柱・はり節点での合曲げモーメント (M) および節点回転角 (R) は、それぞれ、2 方向 (はり A—C 方向および B—D 方向) のはりの曲げモーメント (はりに作用するせん断力 $Q \times$ 柱芯から加力点までの距離 L) および変形 (各はりの先端の変位 δ の平均/ L) のベクトル和で表される。

$$M^2 = (Mac)^2 + (Mbd)^2$$

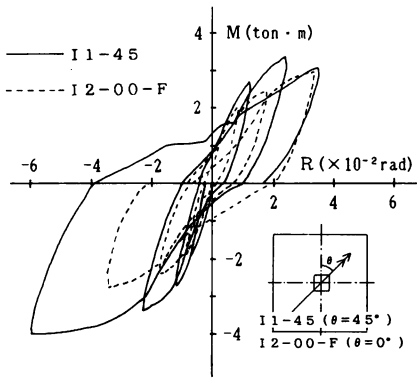
$$R^2 = (Rac)^2 + (Rbd)^2$$

ここに、 Mac 、 Mbd ：それぞれ、A—C 方向のはりおよび B—C 方向のはりから受ける節点曲げモーメント、 Rac 、 Rbd ：それぞれ、はり A—C 方向およびはり B—D 方向の節点回転角で、はり先端のたわみを距離 L (=70cm) で除した値。

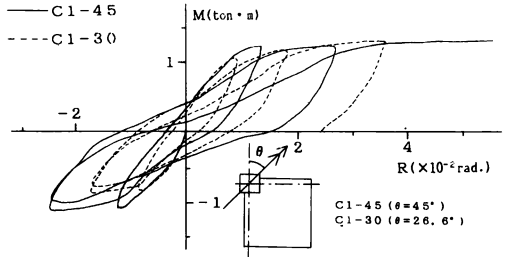
図-12(a)に中柱試験体の、同図(b)~(d)に隅柱試験体の合曲げモーメント—節点回転角関係を示す。なお、同図(b)および(c)においては、スラブ側が曲げ引張の場合の合曲げモーメントの符号を正としている。

図-12(a)において、実線は I1-45 の、破線は I2-00-F の実験曲線である。同図より、中柱試験体では作用する水平力の方向により柱に作用する合曲げモーメントの大きさに著しい差があり、節点回転角が約 0.035rad の時で比較すると、作用する水平力の方向が 45 度の場合の合曲げモーメントは構面方向の場合より約 19% 大きいことがわかる。なお、同図中、I1-45 の実験曲線の最終ループ後半において耐力の低下が認められるが、これははり A の加力部の破壊によるものである。

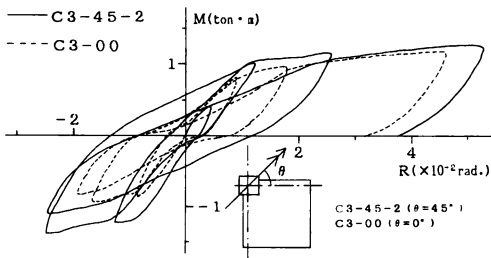
図-12(b)において、実線は C1-45 の、破線は C1-30 の実験曲線であり、共に単純荷荷を受ける試験である。2.3 b) 項で述べたように、C1-45 の場合は 2 本のはりが、C1-30 の場合は 1 本のはりのみで終局状態に達しよう加力している。スラブが曲げ耐力に与える効果およびねじりモーメントによる耐力低下が、作用する水平力の方向に依存しないと仮定すると、C1-45 の方が、柱に作用する合曲げモーメントは大きく、耐力比 (C1-45/C1-30) は $\sqrt{8}/\sqrt{5}$ (≈ 1.24) となる。しかし、同図より、単純荷荷を受ける隅柱試験体の実挙動は、次の様であることがわかる。



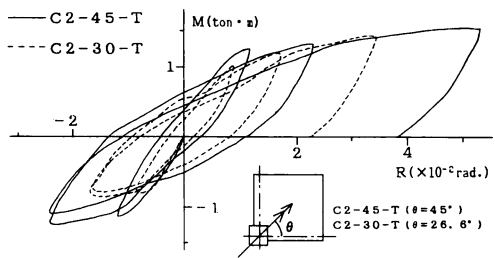
(a) I1-45 および I2-00-F



(b) C1-45 および C1-30



(c) C3-45-2 および C3-00



(d) C2-45-T および C2-30-T

図-12 柱に作用する合曲げモーメント-節点回転角関係

スラブ側曲げ引張 (図-12(b)中, Mが正側) の場合, 水平力の作用方向による合曲げモーメントの差は, 小変形時 (節点回転角が約 0.01rad.) においては, C1-45の方がC1-30よりも大きく, 大変形時 (節点回転角が約 0.04rad.) においては, 小さい。

一方, スラブ側曲げ圧縮の場合では, C1-45の合曲げモーメントが常にC1-30の場合を上回っており, 節点回転角が約 0.018 rad. の時点で比較すると, C1-45はC1-30より約22%大きい。従って, 両はりがスラブ側曲げ圧縮の場合の隅柱試験体において, 柱に作用する合曲げモーメントの耐力比は, スラブが曲げ耐力に与える効果およびねじりモーメントによる耐力低下が作用する水平力の方向に依存しないと仮定したときの耐力比 (≒1.24) にほぼ等しい。このような挙動

を示す原因として, 次のことが考えられる。

スラブ側曲げ引張の場合: 両試験体とも, 小変形時では, スラブ筋の応力が小さいので, ねじりによる影響が少ない。このため, 柱に作用する合モーメントは, 両はりに加わるせん断力が卓越しているC1-45の場合の方が, C1-30の場合より大きくなる。

大変形時 (節点回転角が約 0.035rad.) では, スラブ有効幅の拡大によるはりの曲げ耐力の増加と, 直交はりから作用するねじりによる曲げ耐力の減少の2つの効果がある。C1-45では, 互いに直交する両はりが塑性化し, スラブ側が曲げ引張の場合は, 両はりにおいてねじりモーメントによる曲げ耐力の減少が大きく, スラブの有効幅が拡大してもはりの耐力はあまり増加しない。一方, C1-30では, 直交はりCに平行な

スラブ筋の応力が小さい（終局状態に達するはりDに作用するねじりモーメントが小さい）ので、スラブの有効幅が拡大し、はりDが塑性化しても、C1-45の場合に比べ曲げ耐力の増加が大きい。その結果、終局時においてC1-45とC1-30の柱に作用する合曲げモーメントがほぼ等しくなったのであろう。

スラブ側曲げ圧縮の場合：図-11(b)に示したように、ねじりモーメントに関係する腕の長さが小さくなるので、C1-45においても、ねじりモーメントによる曲げ耐力の減少が小さい、従って、両はり終局状態に達するC1-45の方が合曲げモーメントは大きくなる。

同様の挙動がC3-45-2とC3-00との比較においても見られた（図-12(c)参照）。すなわち、C3-45-2では、スラブ側が曲げ引張（同図中、Mが正側）となる場合、ねじりモーメントの影響で両はりの曲げ耐力が減少するが、C3-00では、被載荷はりは1本であるため、ねじりによる曲げ耐力の減少はない。その結果、2本のはりからせん断力を受けるC3-45-2における合モーメントと1本のはりのみからせん断力を受けるC3-00における合モーメントの差は、大変形時では、ほとんど無くなっている。一方、スラブ側が曲げ圧縮となる場合、ねじりの影響が減少するため、2本のはりからせん断力を受けるC3-45-2の合モーメントが、C3-00の場合より大きくなっている。

図-12(d)中、実線はC2-45-Tの、破線はC2-30-Tの実験曲線である。終局状態に至らしめるはりがスラブ側曲げ引張となる場合、はりの変形が小さいときは、合曲げモーメントはC2-45-Tの方が大きい。しかし、変形が大きくなるにつれて、両者の合曲げモーメントにおける差は小さくなっている。これは、単純載荷の場合と同様の原因によるものと考えられる。すなわち、載荷が進むにつれ、スラブ有効幅は拡大し、C2-45-Tの方が、ねじりによる曲げ耐力の減少が大きいため、両者の合曲げモーメントの差が小さくなっていったものと考えられる。なお、図示していないが、I2-00の実験曲線はI2-00-Fとほぼ同様の挙動を、C3-00-Fの実験曲線はC3-00とほぼ同様の挙動を示した。

3.5 はりが塑性耐力に達したときの節点モーメント

はりの節点回転角が0.03rad.のときの各はりの曲げモーメントを実験耐力とし、はりA-C方向から作用する合曲げモーメントをX軸に、はりB-D方向から作用する合曲げモーメントをY軸にプロットしたも

のを図-13に示す。但し、26.6度方向水平力を受ける試験において小さいせん断力を受けるはりの節点モーメントは、卓越するせん断力を受けるはりの節点回転角が0.03rad.のときの値を採用した。また、C2-45-TおよびC2-30-Tに関しては、示されるべき象限が異なるが、便宜上、第一象限に示した。同図より、本実験条件の範囲内では、柱に作用する合ベクトル、すなわち、同図中の原点と実験値（例えば、○印）を結んだベクトルの大きさは、X方向あるいはY方向からの水平力が単独で作用する場合の合曲げモーメントの実験耐力（同図中、X軸あるいはY軸上にプロットされている値）よりも大きい。その両者をベクトル和した値（同図中、破線の交点と原点を結んだベクトルを半径とする円弧：同図中破線参照）と比べると、実験耐力は、中柱試験体ではベクトル和耐力の約92%、隅柱試験体では84.5~101%である。従って、立体ラーメンが任意方向水平力を受ける場合に、はり降状型の崩壊機構を保証するには、柱に作用する合曲げモーメントの推定値として1方向のはりの曲げ耐力を用いるのは危険であり、各方向の曲げ耐力のベクトル和（本実験の場合、約 $\sqrt{2}$ 倍）に近い値を用いるべきである。

C1-30、C2-45-TおよびC2-30-Tでは、Y方向の実験耐力がC3-00-Fの値を上回っているが、C3-00の実験耐力にはほぼ等しい。これは、C3-00-Fの実験は処女試験体を用いていない（C3-00の実験による亀裂が存在する）ため、C3-00-Fが処女試験体であ

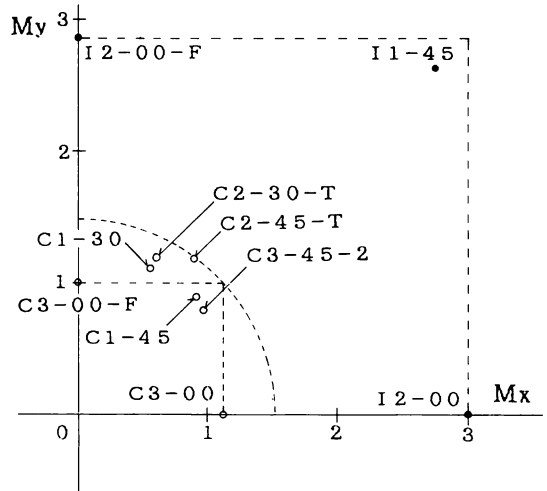


図-13 はりが塑性耐力に達したときの節点モーメント (単位：ton・m)

れば実験耐力は C3-00 とほぼ同じになるはずである。

はり1本の耐力について検討すると、次のようである。45度方向水平力下での中柱近傍のはり(図-13中、I1-45)および45度方向水平力下で単純載荷状態となる隅柱近傍のはり(同:C1-45, C3-45-2)では、構面方向水平力下のはりの曲げ耐力より小さいが、45度方向水平力下でねじり載荷状態となる場合および26.6度方向水平力を受ける隅柱近傍のはり(同:C2-45-T, C1-30, C2-30-T)では構面方向水平力下のはりの曲げ耐力を上回る。

なお、コンクリート強度等の違いにより、はりの曲げ耐力が試験体間で若干異なるが、その差は、スラブ全幅が曲げ耐力に寄与するとした場合の理論値で、中柱試験体ではI2試験体の耐力の94.7~100%の範囲内に、隅柱試験体ではC2試験体の耐力の97.3~100%の範囲内に収まっている。従って、コンクリート強度等の違いによる試験体間での曲げ耐力の差は小さい。

3.6 節点回転軸の変動

2.3 b) 項に示したように、ラーメン構面方向に対し45度の水平力が作用する試験体では、はりの変位の絶対値が等しくなるように加力しているので、水平力がラーメン構面に対してなす角度 θ および節点変形の回転軸がラーメン構面に対してなす角度 ψ に関して、 $\tan \theta = \tan \psi = 1/\sqrt{2}$ である。一方、26.6度方向の水平力が作用する試験体(C1-30およびC2-30-T)の場合、角度 θ に関して、常に $\tan \theta = 1/2$ であるが、非弾性挙動域では、大きいせん断力を受けるはりの変形が卓越するため、角度 ψ に関しては $\tan \psi = 1/2$ とはならない。

C1-30の合曲げモーメント(M)と $\tan \psi$ との関係を図-14に示す。同図中の番号は、半サイクルを単位として数えたサイクル数である。非弾性挙動域では $\tan \psi < 1/2$ となっており、塑性化するラーメン構面方向のはりの変形が卓越することがわかる。なお、

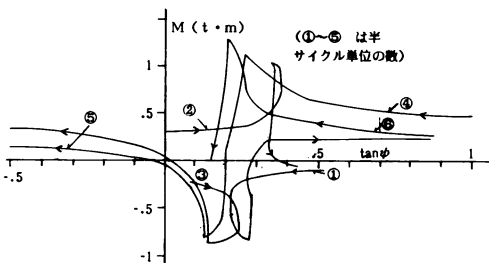


図-14 節点回転軸の変動

C2-30-Tにおいても同様の挙動を示した。

4. 実験値と解析値の比較

下記の仮定を用い、T形はり終局曲げ耐力に達したときに、柱に作用する合曲げモーメントを求め、実験結果との比較検討を行う。

仮定1) 鉄筋、コンクリートとも完全剛塑性体。

2) 圧縮コンクリートは $0.85F_c$ (F_c :コンクリート圧縮強度)で塑性状態にある。

3) コンクリートの引張強度は零。

4) 各T形はり独立である。

柱に作用する合曲げモーメントの実験最大値と理論値との比較を表-7に示す。なお、45度方向水平力を受ける場合の理論値は、互いに直交するT形はり終局耐力に達したときの柱-はり節点における合曲げモーメントであり、26.6度方向水平力を受ける場合は、卓越するせん断力を受けるはりからは、終局曲げモーメントが、直交はりからは、その1/2が柱-はり節点に作用するものとしている。

表-7中の理(全幅)の欄の()内の数値より、全実験を通じて、理論値が実験値を上回っており、中柱試験体で、スラブ有効幅をスラブ全幅とした場合の理論値の75%前後、隅柱試験体では、50~70%であることがわかる。これは、理論値を算定する際に、直交はりから伝達される応力の作用を無視し、2方向のはり

表-7 柱に作用する合曲げモーメントの実験値と解析値 (単位: ton·cm)

| 部位 | 実験名 | 実験値 | 理(全幅) | 理(0cm) |
|------|---------|-----|-----------|-----------|
| 中柱近傍 | I1-45 | 400 | 563(0.71) | 233(1.72) |
| | I2-00 | 310 | 401(0.77) | 161(1.93) |
| | I2-00-F | 290 | 380(0.76) | 162(1.79) |
| 隅柱近傍 | C1-45 | 125 | 260(0.48) | 121(1.03) |
| | C1-30 | 125 | 209(0.60) | 100(1.25) |
| | C2-45-T | 160 | 230(0.70) | 126(1.27) |
| | C2-30-T | 140 | 215(0.65) | 103(1.36) |
| | C3-45-2 | 130 | 258(0.50) | 108(1.20) |
| | C3-00 | 120 | 180(0.67) | 74(1.62) |
| | C3-00-F | 110 | 187(0.59) | 78(1.41) |

理(全幅):スラブ有効幅をスラブ全幅とした場合の理論値

理(0cm):スラブ有効幅を0cmとした場合の理論値

各解析値欄の()内の数字は実験値/理論値を表す。

りそれぞれ独立として単純にベクトル和をとっているためである。

また、理 (0 cm) の欄の () 内の数値より、ねじり荷重を受ける C2-45-T および C2-30-T を除く隅柱近傍試験体において、作用する水平力の方向と構面がなす角度が、0 度から 45 度に変化するにしたがって、スラブの曲げ耐力に対する寄与の割合が少なくなっていることがわかる。

ねじり荷重を受ける C2-45-T および C2-30-T は、他の隅柱試験体に比べ理 (全幅) との対応が良い。これは、両試験体において一方のひらがスラブ圧縮となるため、ねじりモーメントに関係する腕の長さが短いのでスラブの有効幅の影響が少なくなるためと考えられる。

表-7 中の理 (全幅) および理 (0 cm) の欄の () 内の数値の比較より、作用する水平力が構面に対しある角度をもつとき、中柱試験体に比べ、隅柱近傍試験体の場合は、スラブの曲げ耐力に対する寄与が少ないことがわかる。

5. 結 論

任意方向水平力を受ける鉄筋コンクリート造立体ラーメンにおける中柱および隅柱近傍のはり—スラブ系の終局曲げ耐力の実験値と解析結果とを比較検討し、以下の結論を得た。

- 1) 立体ラーメンが任意方向水平力を受ける場合に、はり降伏型の崩壊機構を保証するには、柱に作用する合曲げモーメントの推定値として 1 方向のひらの曲げ耐力を用いるのは危険であり、各方向の曲げ耐力のベクトル和 (本実験の場合、約 $\sqrt{2}$ 倍) に近い値を用いるべきである。
- 2) はり一本の耐力は、
 - i) 単純荷重状態で、かつ 2 方向のひらが終局状態に達する場合は、骨組構面方向から水平力が作用した場合のひらの曲げ耐力に達しない。
 - ii) ねじり荷重状態あるいは一方向のひらのみが終局状態に達する場合は、骨組構面方向から水平力が作用した場合のひらの曲げ耐力に達する。

謝 辞

試験体の製作、加力実験および資料整理に際し、鹿児島大学工学部建築学科建築材料および施工講座の諸氏の御協力を得ました。また、加力実験に際し、藪田不二子 (文部事務官)、故・久徳琢磨 (元助手)、迫田

順一 (元助手)、各氏の御協力を得ました。ここに、謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針 (案) ・同解説, Sep. 1988.
- 2) 中埜良昭：梁崩壊形および柱崩壊形弱小モデルの地震応答による 2 方向挙動, シンポジウム 2 方向地震力を考慮した RC 建物の耐震性, 日本建築学会関東支部構造部会, Jan. 1991, pp.29-36.
- 3) Y. Kurose, G.N. Guimaraes, M.E. Kreger and J.O. Jirsa : Evaluation of Slab-Beam-Column Joint Responce under Bidirectional Loading, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol.8, 1988, pp. 569-574.
- 4) G.N. Guimaraes, Y. Kurose, M.E. Kreger and J.O. Jirsa : Bi-Directional Responce of Slab-Beam-Column Connections Using High Strength Materials, 同上, pp.575-580.
- 5) K. Kitayama, S. Otani and H. Aoyama : Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column-Slab Sub-assemblages Subjected to Bi-directional Load Reversals, 同上, pp.581-586.
- 6) O. Joh, Y. Goto and T. Shibata : Behavior of Three-Dimensional Reinforced Concrete Beam-Column Subassemblages with Slabs, 同上, pp.587-592.
- 7) 鈴木紀雄, 小谷俊介, 青山博之：鉄筋コンクリート造スラブ付き柱はり立体接合部に関する実験的研究, 第 5 回コンクリート工学年次講演論文集, 1983, pp.425-428.
- 8) ヨシ ハリム：二方向地震力に対する梁降伏型 R/C 骨組の柱の設計, 第 7 回日本地震工学シンポジウム, 1980, pp.1693-1698.
- 9) J.K. Halim, 今村晃, 鈴木紀雄, 小谷俊介, 青山博之：鉄筋コンクリート造立体柱・梁接合部に関する実験的研究, 第 6 回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1984, pp.657-660.
- 10) 藤井栄, 森田司郎：二方向荷重を受ける RC 外部柱・梁接合部の挙動, 第 9 回コンクリート工学年次論文集, 1987, pp.181-186.
- 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, Dec. 1988.