

6. 1. 5 横補強筋を有するひびわれコンクリートの強度低減を導入した F E M 解析

(1) 解析の目的

ひびわれを生じたコンクリートの圧縮強度は、柱や梁のような massive な部材においても引張りひずみの増加にともなって低減した(2. 3 節参照)。また、横補強筋によってコンクリートを拘束すると圧縮強度の低下は緩やかに進行するようになったが、横補強筋比を 0.4% から 0.8% に増やしても低減率には差が見られなかった。そこでここでは内柱・梁接合部を対象として、横補強筋の圧縮強度低減を緩和する効果の有無を考慮した非線形有限要素解析を行ない、せん断強度を検討した。また解析結果を詳細に検討することによって、横補強筋の負担力や柱軸力が接合部のせん断強度に与える影響を調べた。

(2) 解析概要

(2. 1) 基準となる試験体

解析対象となる十字形平面柱・梁接合部試験体 A1 [6. 1. 5-1] の配筋および断面を図 6. 1. 5-1、試験体諸元を表 6. 1. 5-1、材料特性を表 6. 1. 5-2 に示す。スケールは実物の約 1/2 である。接合部せん断破壊を先行させるため高強度の梁主筋を多量に配筋(ただし釣り合い鉄筋比以下)した。接合部横補強筋には丸鋼を用い、0.37% (3- ϕ 6、三組)を配筋した。一定の柱軸力(軸応力度: 20 kgf/cm²)を保持しながら、柱頭に取り付けた水平方向のアクチュエータで正負繰り返し載荷した。実験の結果、梁主筋はほとんど降伏せず、層間部材角 4% のときに最大耐力に達し、以降緩やかに耐力が低下した。層間部材角 4% 以降に層間変位に占める接合部の変形割合が梁のそれよりも大きくなったこと、層間部材角 6.7% で接合部の主対角方向の斜めひびわれが大きく開いたこととあわせ、柱・梁接合部がせん断破壊したと判断した。

(2. 2) 解析の方法

解析には千葉大学野口研究室で開発された 2 次元非線形有限要素プログラム [6. 1. 5-2] を使用した。引張り力を受けるコンクリートの圧縮強度低減を考慮するために、拘束筋を有する直方体コンクリートの基礎実験から得られた低減率 [6. 1. 5-3] を組み込んだ。この際、拘束筋のない実験結果および拘束筋を 0.4% 有する実験結果から定量化された低減率 λ および λ_c をそれぞれ用いて解析を行ない、比較検討した。圧縮強度低減率 λ および λ_c を式(1)および式(2)に示し、両者と引張り主ひずみ ϵ_t との関係を図 6. 1. 5-2 に示す。

$$\lambda = \exp(-31.3 \epsilon_t) \quad \text{拘束筋のない場合} \quad \dots (1)$$

$$\lambda_c = \exp(-9.89 \epsilon_t) \quad \text{拘束筋(拘束筋比0.4%)がある場合} \quad \dots (2)$$

試験体の要素分割を図 6. 1. 5-3 に示す。支持条件は実験と同じで、梁端部はローラー、柱脚はピンとした。2 段ある梁上端筋は 1 段にまとめた。梁主筋、柱主筋および接合部横補強筋は線材要素とした。柱および梁のせん断補強筋は、各コンクリート要素内に鉄筋を均一に分布させると仮定して考慮した(これを積層要素と呼ぶ)。解析は柱頭に一定軸力を加えたのち、柱頭に水平方向の変位増分を与えることにより行なった。各変位増分での繰り返し収束計算は 3 回までとし、次のステップで不釣り合い力を解除した。計算は東京都立大学建築学教室所有の WS (SUN microsystems 製 SPARC station10) によって行なった。以下に各解析モデルの概要を示す。

(a) コンクリート(コンクリート要素および積層要素) コンクリートは、要素内の応力状態を 4 個の Gauss 点で評価する 8 節点の平面要素で表現した。二軸応力下の構成則には、Darwin-Pecknold の等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデル [6. 1. 5-4] を用い、破壊は Kupfer らの条件 [6. 1. 5-5] によって判定した。圧縮応力度-ひずみ関係の上昇域には Sae nz のモデル [6. 1. 5-6] を用い、圧縮強度到達後のひずみ軟化域には Kent-Park モデル [6. 1. 5-7] を使用した。

(b)鉄筋 応力度－ひずみ関係をBi-linearとした。

(c)付着 接合部内および梁端部のヒンジ領域内の梁主筋とコンクリートとの付着作用はボンド・リンク要素で表現した。それ以外の節点では完全付着とした。付着応力度－すべり量関係の特性値のうち付着強度は実験結果に基づいて決定したが、すべり量は直接測定していなかったため、既往の研究[6.1.5-8]を参考にして決めた。また付着強度到達後は付着強度をそのまま維持させた。

(d)ひびわれ コンクリート要素内および積層要素内では分布ひびわれモデルを用いた。ただし曲げひびわれの開口が顕著となる柱・梁の危険断面にはクラック・リンク要素を設置した。

(3) 解析結果

(3.1) 圧縮強度低減率を変数とした解析

拘束筋のない場合(1)式)および拘束筋が0.4%ある場合(2)式)のコンクリートの圧縮強度低減率を用いて解析を行なった。また、比較のため圧縮強度を低減させない場合についても解析した。解析および実験による層せん断力－層間変位関係を図6.1.5-4(a)に示す。解析および実験の初期剛性は良好に一致したが、解析による最大強度時の層間変位は実験結果の約半分であり、変形性能を過小評価した。実験では繰り返し載荷していること、解析では柱・梁の危険断面のみにクラック・リンクを設けており、ひびわれの開口による付加変形を考慮できないこと、などが原因に挙げられる。

3種類の解析試験体の柱、梁および柱・梁接合部の変形成分が層間変位に占める量を図6.1.5-5に示す。黒塗り印は最大強度時を示す。層間変位の増大にともない柱・梁接合部の変形成分が急増したことから、梁主筋は降伏しなかったことおよび最大強度時には接合部内コンクリートが圧壊したことから、解析でも実験結果と同様に柱・梁接合部の破壊によって単位架構の強度が決定されたと判断できる。解析による最大強度は圧縮強度を低減させない場合が最も大きかった。拘束筋0.4%の場合のコンクリート圧縮強度低減率を用いた解析結果が実験による強度(15.4tonf)とほぼ一致した。そこで以降は、拘束筋0.4%を有するコンクリートの圧縮強度低減率を用いて解析を行なう。この解析と実験との諸事象発生状況を図6.1.5-4(b)に示す。接合部せん断ひびわれおよび横補強筋の降伏が生じる荷重はほぼ一致した。解析では接合部内の梁下端筋において付着強度に到達した。

(3.2) 接合部横補強筋の負担力を変数とした解析

接合部の横補強筋によるコンクリート拘束効果が接合部のせん断強度に与える影響を検討した。接合部横補強筋の拘束効果として、コア・コンクリートの圧縮強度低減の緩和および圧縮強度増大の二つが挙げられる。ここでは問題を簡単にするため、前者の圧縮強度低減のみに注目して解析を行なった。

接合部横補強筋の変数条件を表6.1.5-3に示す。基準となる解析試験体a10の接合部横補強筋の、(1)量は変えずに降伏強度を大きくして、降伏しないようにする(解析試験体a13)、(2)断面積を4倍にして降伏しないようにする(解析試験体a14)および(3)断面積を1/100倍にして負担力をほとんど零とする(解析試験体a20)、とそれぞれ変えて解析を行なった。層せん断力－層間変位関係を図6.1.5-6に、層せん断力－接合部せん断変形角関係を図6.1.5-7に、3組の横補強筋の負担力の総和と平均引張りひずみとの関係を図6.1.5-8にそれぞれ示す。解析での試験体の強度はいずれも柱・梁接合部の破壊によって決定された。

最大層せん断力は横補強筋なしとみなせる試験体a20が最も小さく(14.5tonf)、横補強筋比0.38%の試験体a10(15.4tonf)、横補強筋比0.38%で降伏しないようにした試験体a13(15.7tonf)、横補強筋断面積を4倍にした試験体a14(16.7tonf)の順に増大した。

接合部せん断変形角はひびわれ発生開始点である4tonf付近で増大し始め、ひびわれ後の第2剛性は横補強筋による拘束力が小さいものほど小さくなった。

試験体a20の最大強度と同一荷重時での横補強筋負担力を図6.1.5-8中に黒塗り印で示した。横補強筋の降伏しない試験体a13(△印)とa14(□印)とを比較すると、横補強筋

断面積を4倍にした試験体a14の負担力が62%も大きくなった。

横補強筋を降伏しないようにすることにより横補強筋の負担力は1.8倍増大した(試験体a10とa13との比較)が、接合部のせん断強度はほとんど増加しなかった。また、横補強筋断面積を4倍にすることによって横補強筋の負担力は2.7倍増大したが、せん断強度は8%増大したに留まった。このことから横補強筋の負担力増大は接合部のせん断強度増大にはほとんど寄与しない。横補強筋の断面積を大きくすることによってひびわれたコンクリートの膨張を抑えることができ、これがコンクリートの圧縮強度の低下を抑止すると考えられる。

そこで接合部内コンクリートの引張り主ひずみおよび圧壊状況を検討した。試験体a20の最大強度と同一荷重時での引張り主ひずみを図6.1.5-9に、接合部内コンクリートの圧壊および分布ひびわれ発生状況を図6.1.5-10にそれぞれ示す。引張り主ひずみは梁上端筋の下側、接合部パネル中央および梁下端筋の上側で接合部を切断したときの分布である。ばらつきは見られるものの、横補強筋なしとみなせる試験体a20の引張り主ひずみが最も大きく、横補強筋断面積を4倍にした試験体a14の引張り主ひずみが最も小さかった。コンクリート圧壊を生じた要素数も試験体a20で最も多く、試験体a14では接合部内での圧壊は発生していなかった。

以上から、横補強筋の拘束によって接合部内コンクリートの引張り主ひずみが小さく抑えられ、コンクリートの圧縮強度低減が起こりにくくなることによって接合部コンクリートの圧縮破壊が遅延されせん断強度が増大する、という機構が考えられる。すなわち横補強筋による拘束効果は接合部せん断強度の増大に貢献するが、実用的な横補強筋量の範囲ではその効果はわずかであることを注意すべきである。また接合部内コンクリートの引張り主ひずみを小さくするためには横補強筋量を多くすることが有効であり、横補強筋の降伏強度には依存しない。

(3.3) 柱軸力を変数とした解析

圧縮軸力が接合部のせん断強度に与える影響を検討した。軸力を基準試験体a10の2~5倍として行なった解析の層せん断力-層間変位関係を図6.1.5-11に、層せん断力-接合部せん断変形角関係を図6.5.1-12に、横補強筋の負担力の総和-層間変位関係を図6.1.5-13に、単位架構の最大層せん断力-基準軸力に対する倍率関係を図6.1.5-14にそれぞれ示す。最大層せん断力は軸力2倍のものが15.9tonfとなり基準試験体の15.4tonfをわずかに上回ったが、おおむね軸力の増加とともに接合部のせん断強度は低下する傾向にあった。軸力が大きいものほど接合部内のひびわれ発生時期が遅くなり、ひびわれが発生するコンクリート要素数も徐々に増加した。これは軸力が大きい解析では、層せん断力-接合部せん断変形角関係において明確な折れ曲がり点を示さなかったことと一致する。接合部内ひびわれ発生からそれぞれのせん断強度に至るまでは、軸力が大きいものほど接合部せん断変形角が小さく、横補強筋の負担力の総和も小さかった。

せん断強度を超えて耐力低下が始まった時の各解析の接合部内コンクリートの圧壊および分布ひびわれ発生状況を図6.1.5-15に示す。各解析とも接合部内に一様に分布ひびわれが発生し、接合部内コンクリートの圧壊を生じた。軸力が大きいものほど、せん断強度時の接合部内コンクリート要素の引張り主ひずみは小さかったことから、コンクリート圧縮強度はあまり低減されず、圧壊が生じる圧縮主応力度は大きかったことになる。

軸力5倍の解析での最大層せん断力(12.9tonf)と同一荷重時の各試験体の接合部付近の主応力度分布を図6.1.5-16に示す。軸力の増大とともに各点での圧縮主応力度は大きくなる傾向にあり、斜め圧縮ストラットの幅も広がった。

以上をまとめると、軸力の増大とともにコンクリートの圧縮強度は低減しにくくなる一方で、各コンクリート要素に存在する圧縮主応力度も大きくなった。この両者の関係によって接合部内コンクリートの圧壊が抑えられたり早められたりすることになる。そのため軸力が2倍の時には接合部のせん断強度が若干増大したが、さらに軸力を増すと存在する圧縮主応力度の増大が急激に進展してコンクリートの圧壊が生じ、せん断強度は低下したと考えられる。

(4) 結論

コンクリートの圧縮強度低減率、横補強筋の負担力および柱軸力が柱・梁接合部のせん断強度に与える影響を有限要素解析によって検討し、以下の結論を得た。

(a) 拘束筋0.4%の場合のコンクリート圧縮強度低減率を用いた解析結果が実験によるせん断強度と一致した。圧縮強度を低減させない場合の解析結果はせん断強度を過大評価した。

(b) 横補強筋によるコンクリート拘束力の増大は接合部せん断強度にわずかに寄与した。ただし実用的な横補強筋量の範囲ではその効果は非常に小さかった。接合部内コンクリートの引張り主ひずみを小さくするためには横補強筋量を多くすることが有効であり、横補強筋の降伏強度には依存しなかった。

(c) 柱圧縮軸力の増加とともに接合部のせん断強度はおおむね低下する傾向にあった。軸力の増大とともにコンクリートの圧縮強度は低減しにくくなるが、各コンクリート要素に存在する圧縮主応力度も大きくなり、この両者の進展具合によってせん断強度の増減が支配される。

謝辞 本研究は桐山千香子嬢（東京都）が東京都立大学工学部建築学科特別研究として行なったものである。有限要素解析を行なうにあたっては千葉大学野口研究室で開発されたプログラムを使用した。また科学研究費総合研究A（代表者：野口博千葉大学教授）の分担研究者各位から貴重な助言を得た。ここに記して御礼申し上げる。

参考文献

[6.1.5-1] 北山和宏、小嶋千洋、小谷俊介、青山博之：高せん断力を受ける鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の挙動、第11回コンクリート工学年次論文報告集、Vol.11-2、1989年、7月、pp.531-536.

[6.1.5-2] 内田和弘、野口博：混合構造接合部の有限要素解析、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14-2、1992年、5月、pp.15-20.

[6.1.5-3] 池田浩一郎、北山和宏：拘束筋を有するひびわれコンクリートの圧縮性能劣化に関する研究、第17回コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17-2、1995年、6月、pp.1299-1304.

[6.1.5-4] Darwin, D. and D. A. Pecknold: Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No.EM2, April, 1977, pp.229-241.

[6.1.5-5] Kupfer, H. and H. K. Hilsdorf: Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses, ACI Journal, August, 1969, pp.656-666.

[6.1.5-6] Saenz, L. P. : Disc. of "Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete" by Desay and Krishnan, ACI Journal, Vol.61, No.9, 1964, pp.1229-1235.

[6.1.5-7] Kent, D. C. and R. Park: Flexural Members with Confined Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, ST7, July, 1971, pp.1969-1990.

[6.1.5-8] 吉田格英、北山和宏：鉄筋コンクリート造柱・梁接合部の復元力特性に関する有限要素解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造11C、1994年、9月、pp.565-566.

表6.1.5-1 試験体の諸元

a) Beam		b) Column		c) Joint	
Top Bars	8-D13	Total Bars	16-D16	Hoops	3-R6
$a_t(\text{cm}^2)$	10.16	$a_g(\text{cm}^2)$	31.84	sets @ (cm)	3@4.5
$p_t(\%)$	2.05	$p_g(\%)$	3.54	$a_w(\text{cm}^2)$	2.55
Bottom Bars	4-D13	Hoops	4-D6	$p_w(\%)$	0.38
$a_t(\text{cm}^2)$	5.08	@ (cm)	4.0		
$p_t(\%)$	0.96	$p_w(\%)$	1.07		
Stirrups	4-D6	Load(tonf)	18.0		
@ (cm)	4.0	(kgf/cm ²)	20.0		
$p_w(\%)$	1.6				

表6.1.5-2 材料特性

(a) コンクリート

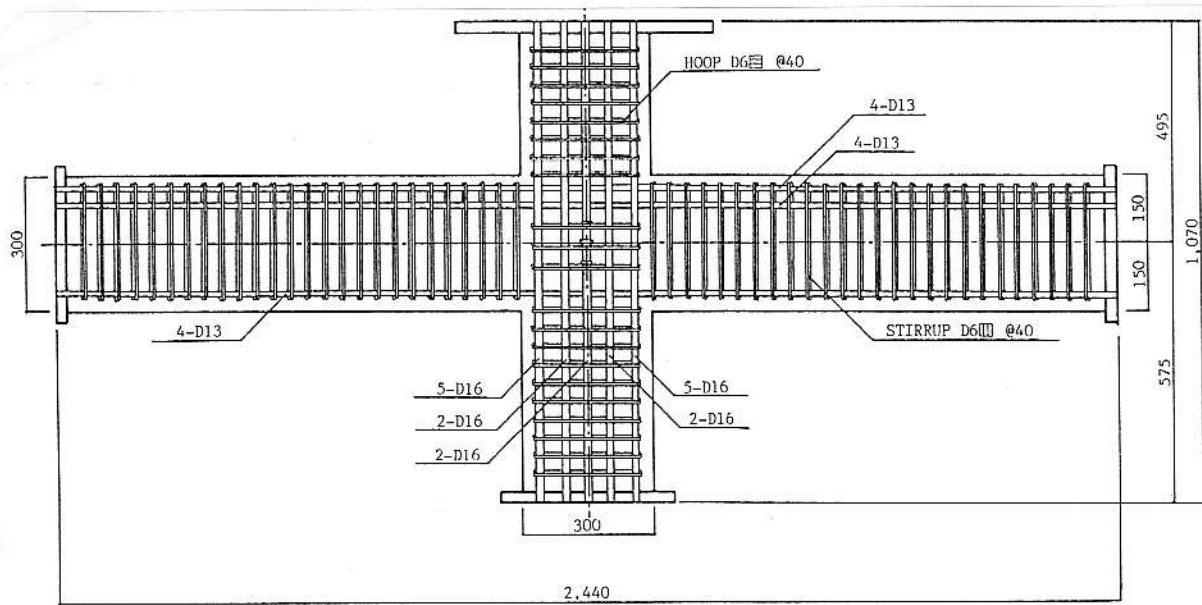
圧縮強度 σ_B kgf/cm ²	割裂引張り強度 kgf/cm ²	1/4 σ_B 時割線剛性 $\times 10^5$ kgf/cm ²	最大強度時の ひずみ $\times 10^{-6}$
312	25.6	2.43	2480

(b) 鉄筋

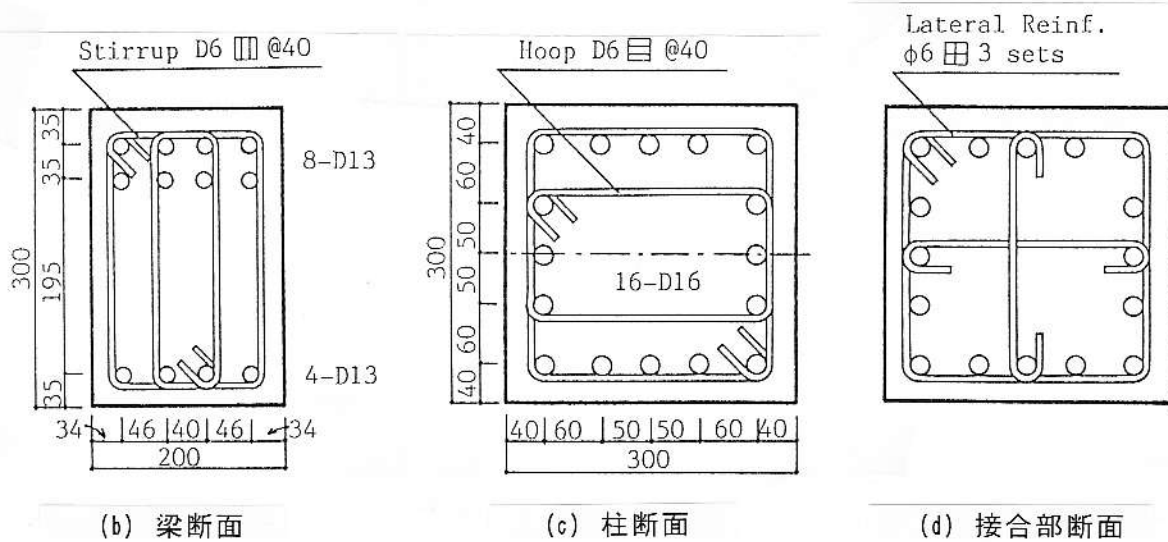
	降伏応力度 kgf/cm ²	歪硬化開始歪 $\times 10^{-6}$	最大応力度 kgf/cm ²	破断歪 %
$\phi 6$ (接合部横補強筋)	3260	25420	4350	21.3
D 6 (柱・梁せん断補強筋)	4300	10520	5500	13.1
D 13 (梁主筋)	7950	26020	8510	15.4
D 16 (柱主筋)	5500	21380	6990	24.2

表6.1.5-3 接合部横補強筋の量および強度を変数とした解析条件

	解析試験体名			
	a10	a13	a14	a20
変数条件	基準試験体	横補強筋量 同じ 横補強筋 降伏せず	横補強筋量 4倍 横補強筋 降伏せず	横補強筋なし



(a) 立面



(b) 梁断面

(c) 柱断面

(d) 接合部断面

図6.1.5-1 内柱・梁接合部試験体の配筋および断面

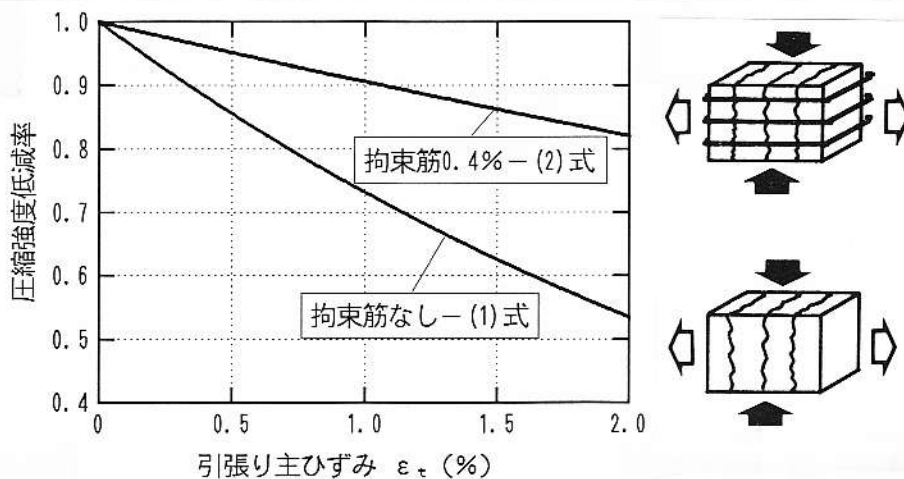


図6.1.5-2 直方体コンクリートの圧縮強度低減率（既往の実験結果）

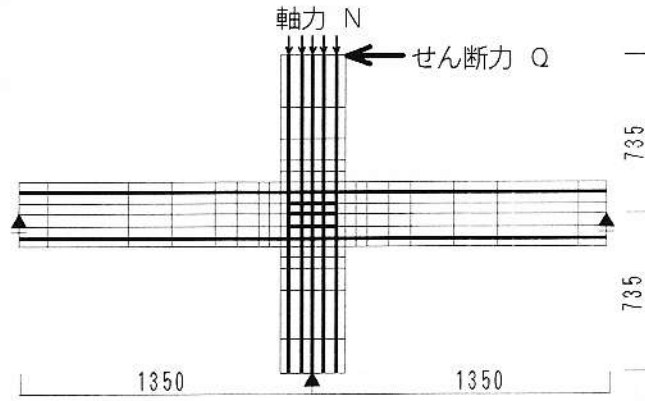
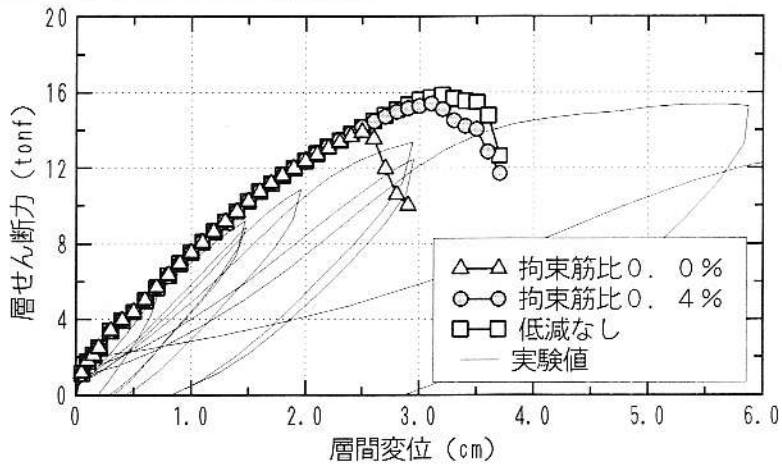
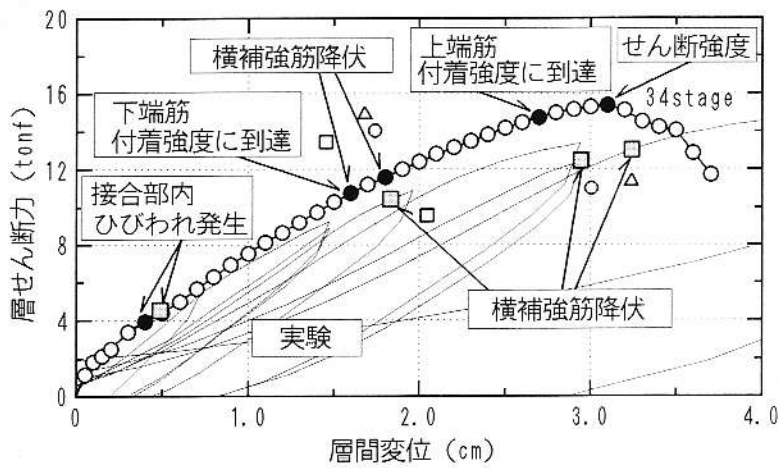


図6.1.5-3 試験体の有限要素分割

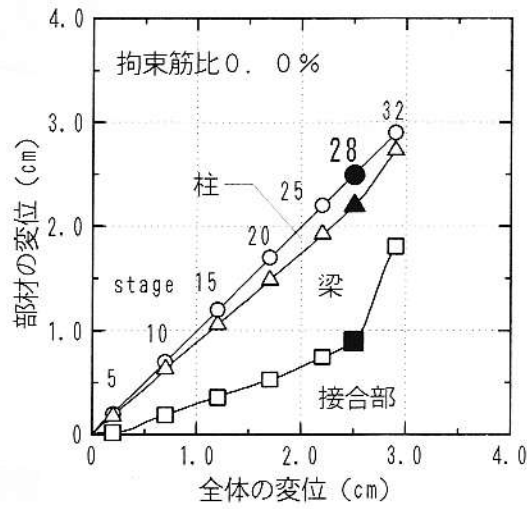


(a) 圧縮強度低減率を変数とした解析および実験結果

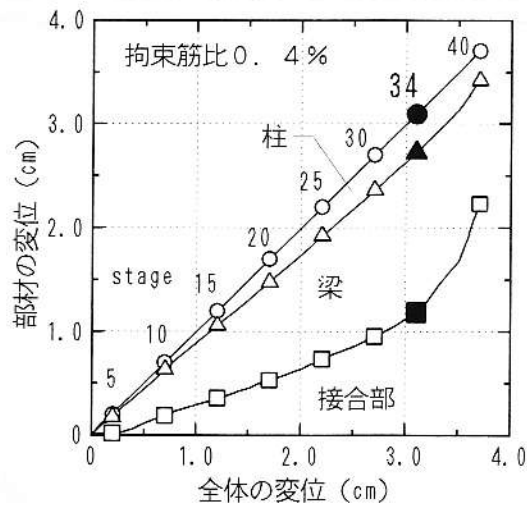


(b) 解析および実験における諸事象発生状況

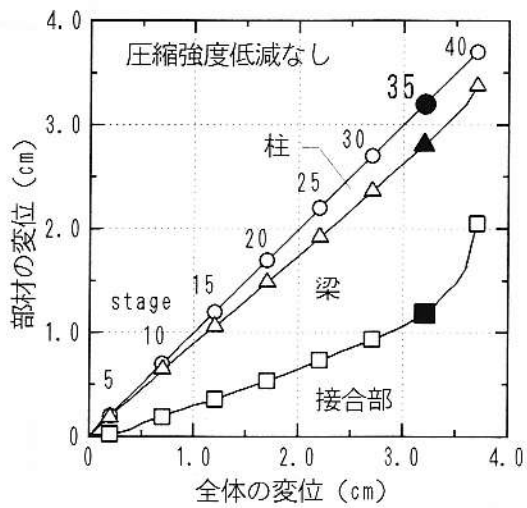
図6.1.5-4 層せん断力-層間変位関係



(a) 拘束筋なし (圧縮強度低減)



(b) 拘束筋比0.4% (圧縮強度低減)



(c) 圧縮強度低減なし

図6.1.5-5 層間変位に占める各部材変形の寄与量

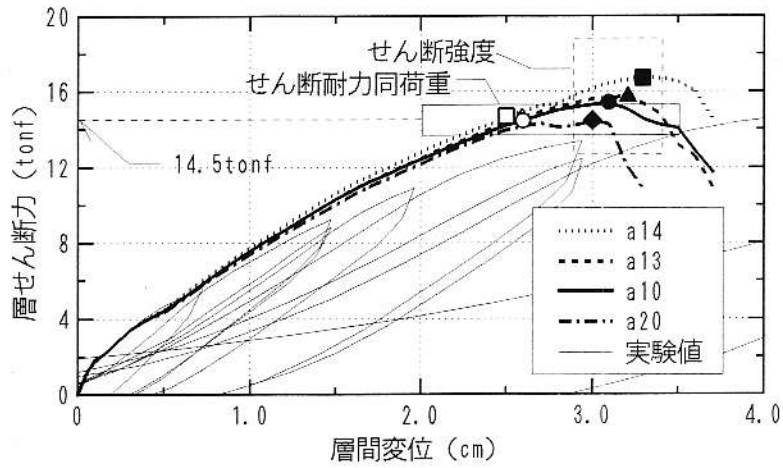


図6.1.5-6 層せん断力-層間変位関係

～接合部横補強筋の量および強度を変数とした解析～

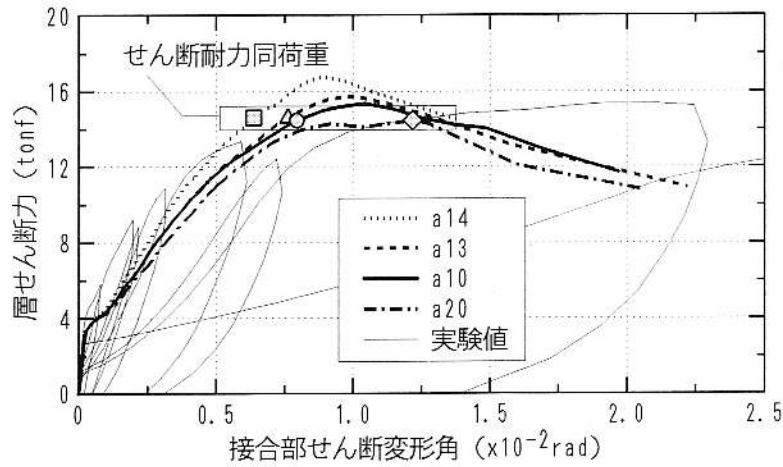


図6.1.5-7 層せん断力-接合部せん断変形角関係

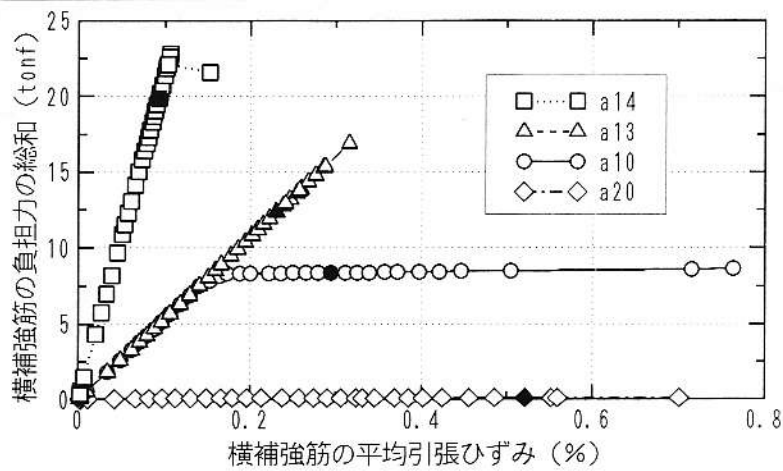


図6.1.5-8 横補強筋の負担力の総和

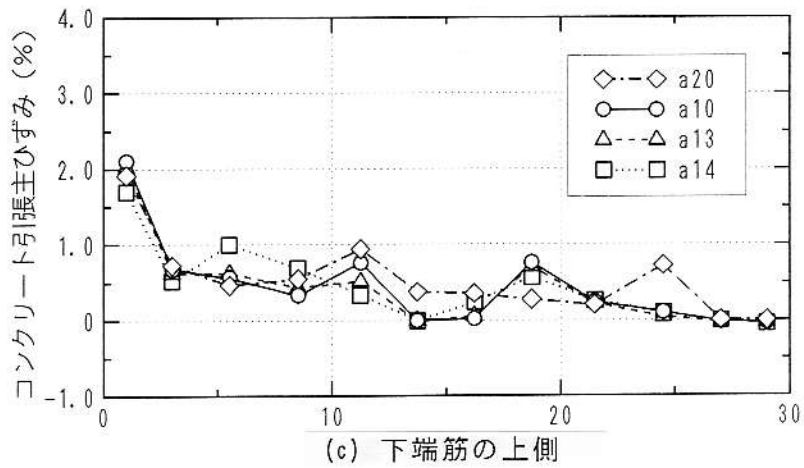
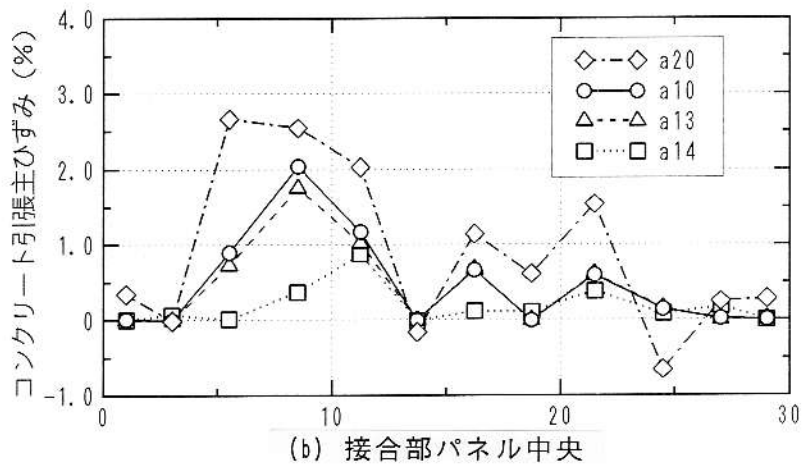
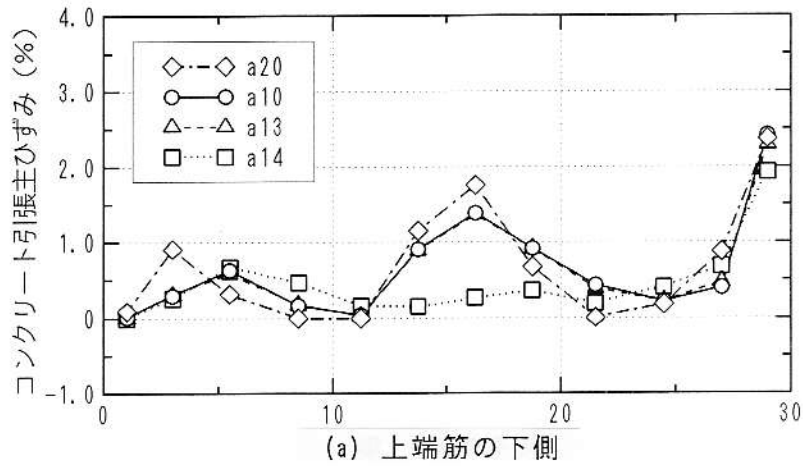
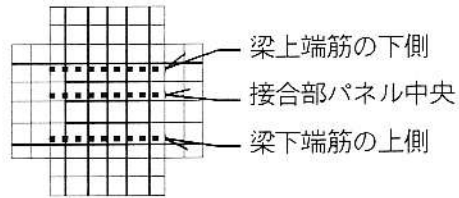
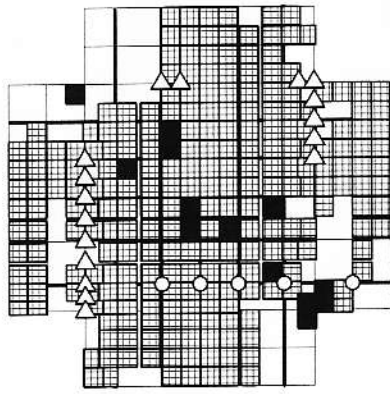
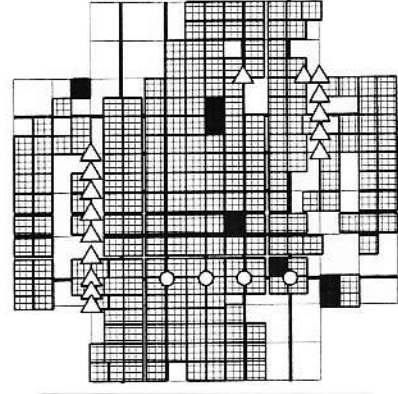


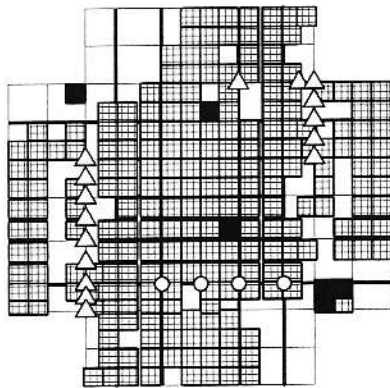
図6.1.5-9 コンクリート引張り主ひずみの分布 (層せん断力14.5tonf)



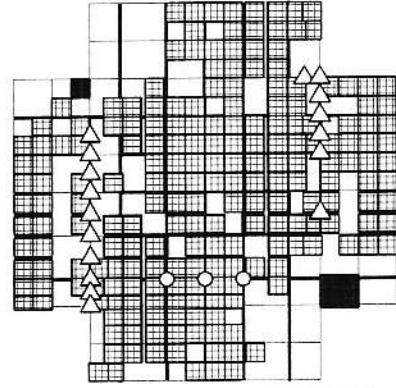
(a) 試験体 a20
横補強筋なし



(b) 試験体 a10
横補強筋 0.38%



(c) 試験体 a13
横補強筋 0.38%、降伏せず



(d) 試験体 a14
横補強筋量 4 倍

- ▣ 分布ひびわれ
- 圧壊
- ボンドリンク付着破壊
- △ クラックリンクOPEN

図 6.1.5-10 接合部内コンクリートの圧壊および分布ひびわれ発生状況
(層せん断力 14.5 tonf)

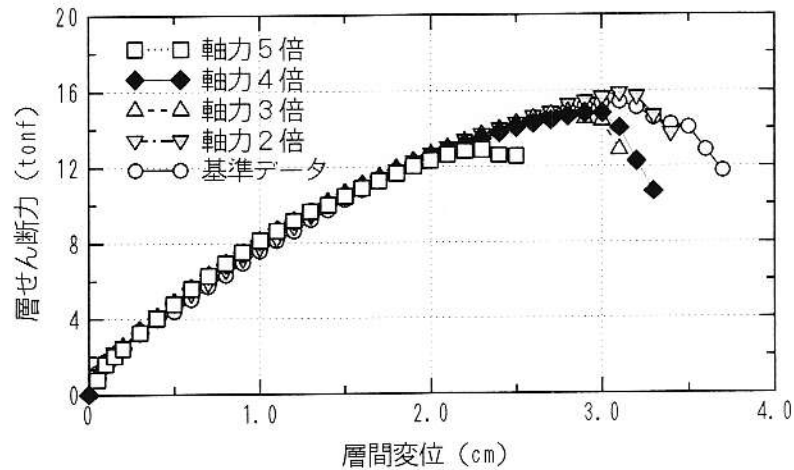


図 6.1.5-11 層せん断力-層間変位関係
~柱圧縮軸力を変数とした解析~

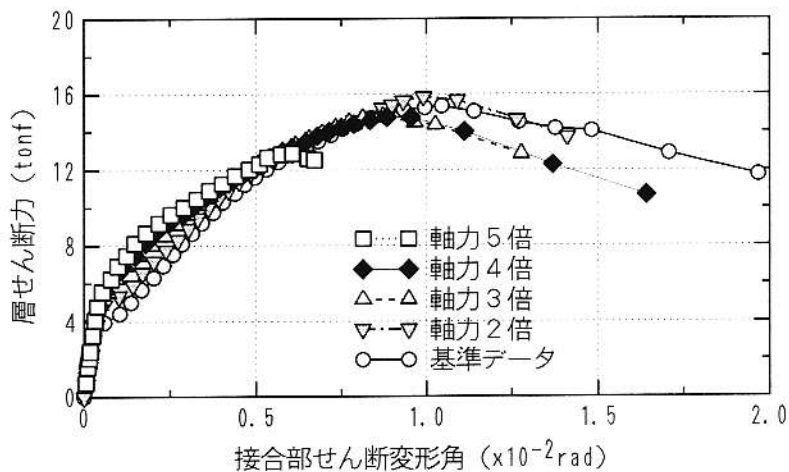


図6.1.5-12 層せん断力-接合部せん断変形角関係
～柱圧縮軸力を変数とした解析～

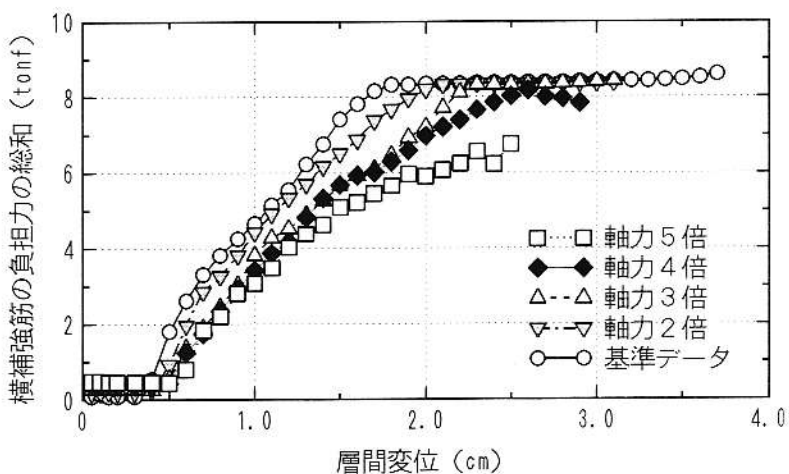


図6.1.5-13 横補強筋の負担力の総和
～柱圧縮軸力を変数とした解析～

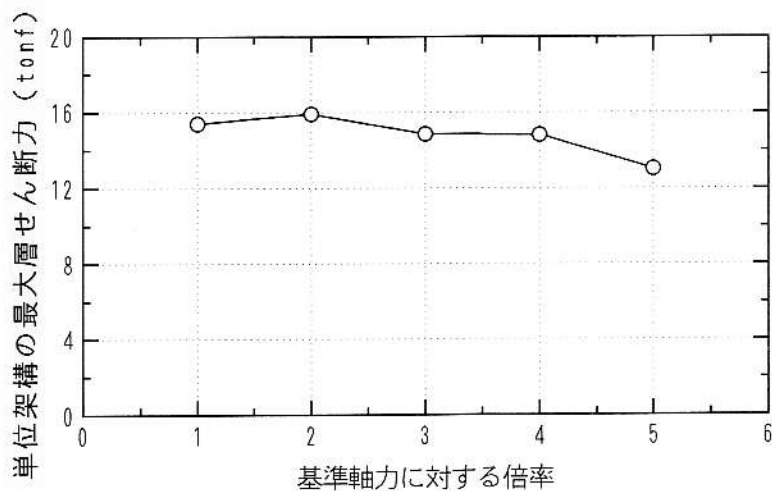
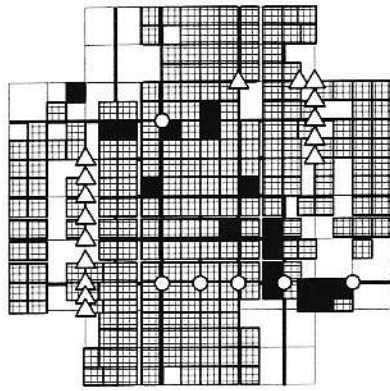
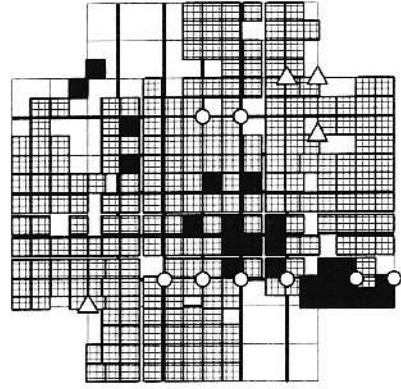


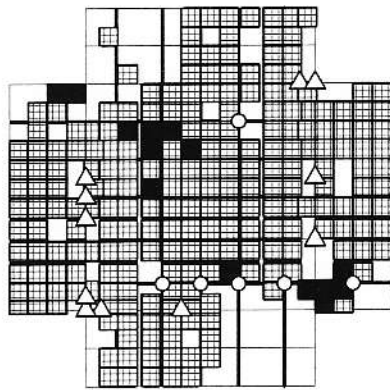
図6.1.5-14 柱軸力と単位架構の最大層せん断力



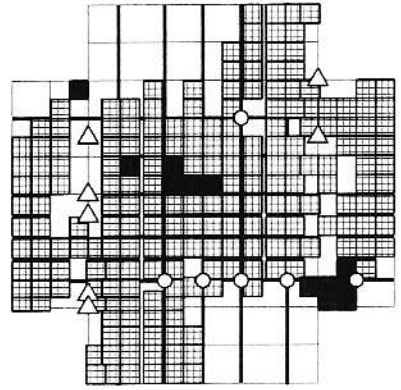
(a) 基準軸力



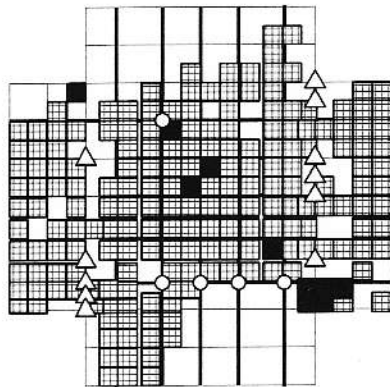
(b) 軸力 2 倍



(c) 軸力 3 倍



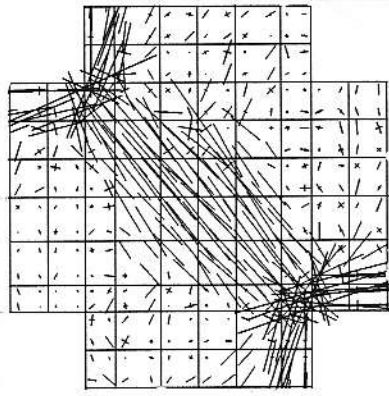
(d) 軸力 4 倍



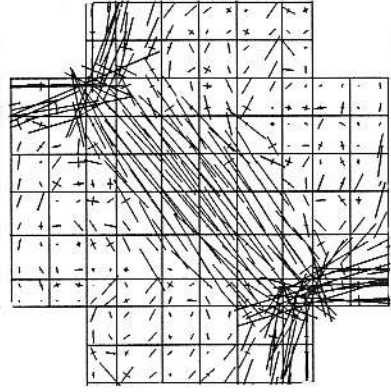
(e) 軸力 5 倍

- ▨ 分布ひびわれ
- 圧壊
- ボンドリンク付着破壊
- △ クラックリンクOPEN

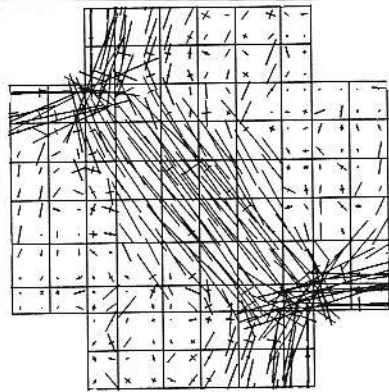
図6.1.5-15 接合部内コンクリートの圧壊および分布ひびわれ発生状況
(せん断強度を超えて耐力低下が始まったとき)



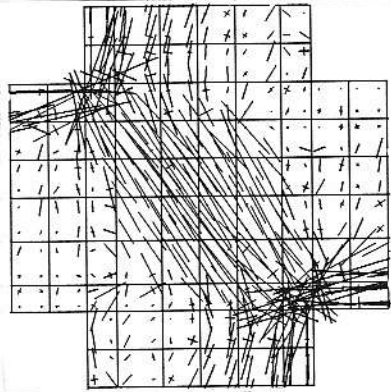
(a) 基準軸力



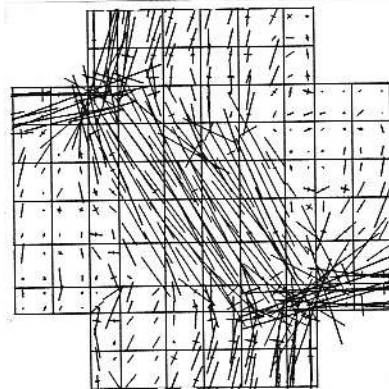
(b) 軸力 2 倍



(c) 軸力 3 倍



(d) 軸力 4 倍



(e) 軸力 5 倍

図6.1.5-16 柱・梁接合部の主応力度分布
(層せん断力12.9tonf)