

論文 三次元的な破壊領域を考慮した RC 部材のせん断性状

安福弘基^{*1}・市之瀬敏勝^{*2}

要旨 : RC部材内部の応力度の釣り合いを二次元的に考慮すると, 横補強筋が降伏しない場合は問題点が多い。本論文では三次元的な破壊領域を考慮することによって, 部材内部の変形性状について検証する。解析は塑性理論に基づくが, 既往の研究で用いられている有効強度係数のかわりに実験で計測された内部歪みと要素実験によって得られた見かけの圧縮強度を用いる。また, 補強筋間隔も考慮する事とした。その結果, 靱性保証指針^[1]に用いられている有効強度係数についても間接的に検証する事ができた。

キーワード : せん断, 内部歪み, 有効圧縮強度, 補強筋間隔

1. はじめに

二次元的な応力度の釣合を考慮したトラス機構は, 横補強筋が降伏する場合には実験結果を比較的うまく説明できるが, 横補強筋が降伏しない場合には問題が多い。たとえば図-1に示すような横補強筋のふくらみが, 曲げ降伏後のせん断破壊に大きな影響を及ぼすことが実験的に指摘されている^[2]。また, 中子筋の有無が曲げ降伏前のせん断強度にも影響があるという実験・解析結果もある^[3]。そこで本研究では, 三次元的な破壊領域を考慮した RC 部材のせん断性状に関して文献[3]と同様の解析法で検証した。なお, 文献3においては, 靱性保証指針と同様に圧縮強度に有効強度係数を乗じたものを有効圧縮強度として用いていた。しかし, 有効強度係数の概念は実験で証明されたものではなく曖昧なものであるという指摘もある。従って本研究ではその妥当性も検証する。さらに補強筋間隔

も考慮に入れた。

2. 解析仮定

本解析は, 塑性理論の上界定理と以下の5仮定に基づき, RC 部材のせん断強度と三次元的な破壊領域を求めようとするものである。

2.1 鉄筋に関する仮定

主筋と横補強筋は十分に強く, 降伏しないものと仮定する。また, 横補強筋は完全剛塑性とする。ただし, 横補強筋の曲げの抵抗は無視できるものとする。従って鉄筋は仕事をしない。

2.2 コンクリートに関する仮定

コンクリートは完全剛塑性と仮定し, 引張強度は無視する。圧縮強度については後述する。

2.3 有効範囲に関する仮定

図-1の j_e , b_e で囲まれた範囲, すなわち横補強筋で囲まれた部分を有効範囲とし, 有効範囲のみでせん断応力を負担することにする。また図中の色付けされてない, 横補強筋の外側のか

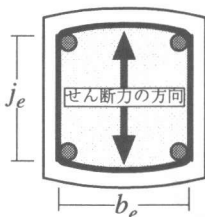


図-1 横補強筋の膨らみ

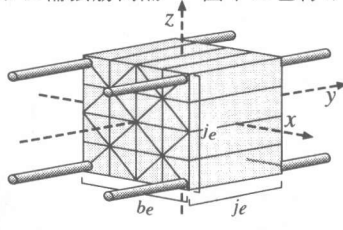


図-2 破壊領域パス

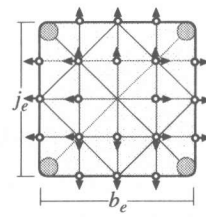


図-3 破壊領域と変形

*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会開発工学専攻 (正会員)

*2 名古屋工業大学教授 工学部システムマネジメント工学科 工博 (正会員)

ぶり部分はせん断強度に寄与しないものと仮定する。横補強筋量の少ない部材ではアーチ機構が卓越するので、横補強筋の外側の領域もせん断強度に寄与するが、横補強筋の多い部材に関しては無視できるものとする。

2.4 破壊領域に関する仮定

図-2は破壊領域を斜め方向から見たものである。かぶり部分は省略した。破壊領域は図中に示すように厚み j_e を持つものとする。その妥当性については後述する。また、部材の破壊領域以外の部分は剛体であると考え、変形しないものとする。すなわち破壊領域のみが変形することによってせん断強度を負担する事になる。

2.5 破壊領域の分割とy座標に関する仮定

図-3は図-2を正面から見た図である。図のように有効範囲を微小な三角柱に分割する。三角柱の各頂点のy座標は、厚み j_e を保ったまま、任意の値をとり得るものとする。従って、上界定理より、せん断強度を最小にするようなy座標を選ぶことになる。その結果として、三次元的な破壊領域が得られる。

3. 三角柱の変形

主筋が十分強いと仮定しているため、軸方向の伸びひずみは事実上できない($\epsilon_y=0$)。次に、横補強筋が十分に強いので、三角柱の各頂点がx-z方向にとり得る変形は、図-3に示す矢印の方向のみとなる。しかし、数値解析で図-3のような変形をさせた場合には、せん断強度は最小値をとらなかった。従って、三角柱の各頂点がy-z方向にとり得る変形は、せん断変形のみとなる。

4. 実験概要

解析には昨年本研究室で行われた実験結果^[5]を用いた。実験では主筋量と中子筋量をパラメーターとした計8体の試験体にくり返し載荷し、せん断破壊させた。試験体は片持ち梁形式である。

5. 解析で得られた三次元的な破壊領域

解析によって得られた破壊領域を図-4に示す。破線はかぶりを省略した柱を表している。破

壊領域は両端で傾き β を持つ。このことについては本章の後半で述べる。(a)が中子筋無で(b)が中子筋有である。図から中子筋無は立体的(三次元的)であるのに対して、中子筋有は中子筋によって拘束されているために、破壊領域がより平面(二次元)に近い形になっていることが分かる。ここで、図-4の結果を解釈するためと、横補強筋間隔の影響について検討するために、文献[4]に示された二次元解析について述べる。図-5(a)の様に横補強筋が全くない場合は図のようにスパンの端から端まで破壊領域が広がる。図-5(b)の様に細い横補強筋を持つ場合は補強筋が無い場合よりも塑性域の傾き β が大きくなる。さらに図-5(c)の様に太い横補強筋を持つ場合は、 β は直角に近くなる。ただし、横補強筋が十分に強く降伏しない場合でも図-6に見られるようにひび割れは入る。従って、図-5における β が取り得る最大値は図-6のように補強筋の上端と下端を結んだ線分の傾き β になる。補強筋間隔を S 、補強筋の直径を ϕ とすると $\tan\beta = j_e / (S - \phi)$ と表せる。破壊領域の傾き β が大きいほど解析によるせん断力は小さくなる。従って、上界定理よりせん断強度を最小と

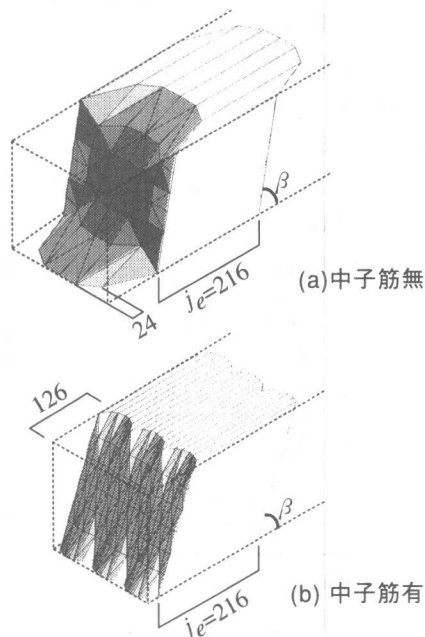


図-4 解析による三次元破壊領域

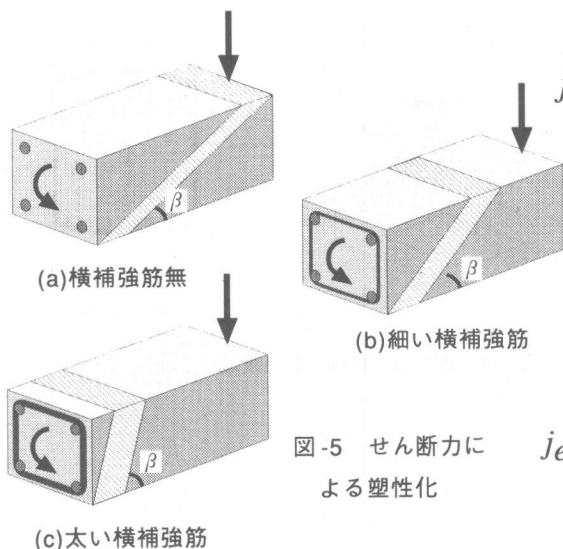


図-5 せん断力による塑性化

するy座標を選ぶという仮定から、二次元的な破壊領域は、図-7のように傾き β を持つ結果となる。図-4(a)において中心部分は図-5(b),両端では図-5(c)に近い状態であると言える。また、図-4(b)においては、中子筋によって拘束されているために、断面全体にわたって図-5(c)に近い状態であると言える。

7. 破壊領域の幅

実験では最終サイクルの最大変形時に試験体内部のひび割れに蛍光塗料を混ぜたエポキシを注入した。図-8は試験体中央でのひび割れ写真である。(a)が中子筋無で(b)が中子筋有である。図中の白い破線は図-8の破壊領域の中央部での断面形状を表している。図から、解析と実験の結果はほぼ対応しているといえる。従って、仮定で述べたように破壊領域の厚みに有効せいの値 $j_e=216\text{mm}$ を用いて解析を行うことは妥当である。

8. 膨らみ変形とせん断変形

8.1 中子筋無における膨らみ変形とせん断変形の関係

実験では、図-9, 10の破線で示した位置に三本のピアノ線を通し変位計によって内部歪みの測定を行った。ピアノ線の位置は中央と柱せい1/5の部分である。解析において得られた破壊領域の断面の形状からせん断変形と膨らみ、すなわちせん断歪と内部歪の関係を導き出すことが

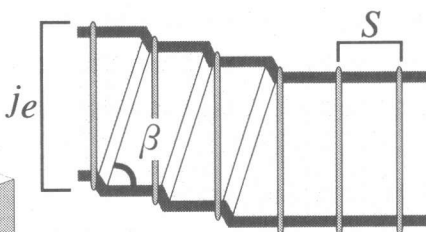


図-6 せん断ひび割れの角度

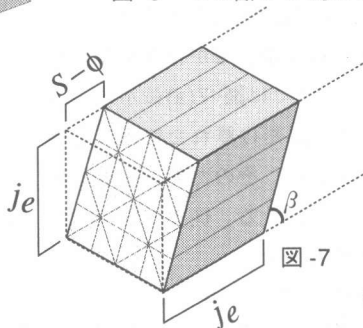
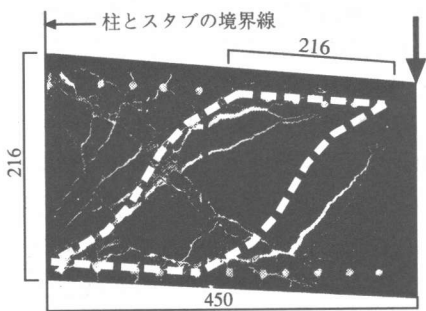
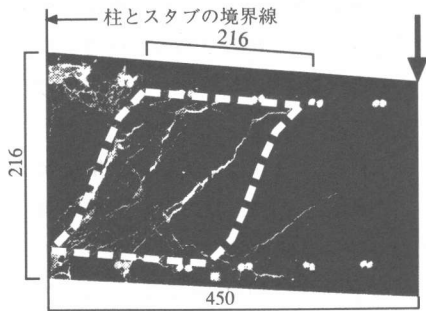


図-7 二次元的な破壊領域

できる。従って、実験によるせん断歪と内部歪の関係と比較することによって、解析の妥当性を検証することができる。図-10は柱の断面である。かぶり部分のコンクリートは省略した。図に示すように中央での膨らみを e_c ,柱せい1/5でのふくらみを e_s とする。図-11(a)は中央での破



(a)中子筋無



(b)中子筋有

図-8 試験体内部のひび割れ(中央)

壊領域の断面である。図中の e_c が膨らみ量にあたる。図中に示すようにせん断による変形量を $|u|$ とすると、図より以下の式で表せる。

$$e_c / |u| = 170 / 216 \quad (1)$$

また、図-11(b)は柱せい1/5における破壊領域の断面図である。中央ではスタブと梁との境界部分から破壊領域が存在するのに対して、柱せい1/5では図-7(a)に示すようにスタブから24mmだけ離れた位置に破壊領域が存在している。そのため、破壊領域は図のような断面になる。従って図-11(b)より以下の式で表せる。

$$e_s / |u| = (170 - 24) / 216 \quad (2)$$

8.2 中子筋有における膨らみ変形とせん断変形の関係

中子筋有においては図-4(b)、図-12から分かるように中央、柱せい1/5の位置での破壊領域の断面が同じである。従って図-13のように膨らみ量は中央、せい1/5共に同じ値 e_c をとる。図-14は中央、せい1/5での破壊領域の断面図であり膨らみ e_c とせん断変形 $|u|$ との比は以下の式で表せる。

$$e_c / |u| = 126 / 216 \quad (3)$$

9. 解析結果と実験結果との比較

図-8から力と逆方向のひび割れはほぼ閉じているのがわかる。従って、実験におけるせん断変形と膨らみの関係を考える場合には、力がかかっていない逆方向の残留ひび割れの影響は考えなくてもよいと言える。図-15は中子筋の無いD22Nのせん断歪と内部歪の関係を表したものである。柱せい1/5よりも中央の位置での歪の方が3割ほど大きくなっている。図-16(a),(b),(c)は中子筋無、有それぞれにおける実験値と解析値である。試験体名のP22, D22等は主筋の種類を表している。縦軸は、実験で測定された膨らみを有効せい216mmで除した値で、横軸は、実験によるせん断変形の値を試験体の幅250mmで割った値である。解析値は

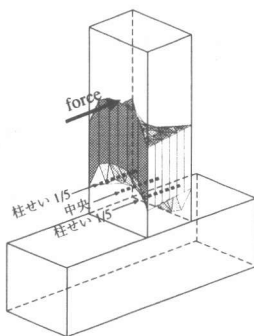


図-9 試験体内部の破壊領域

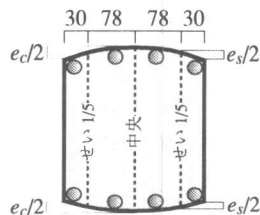
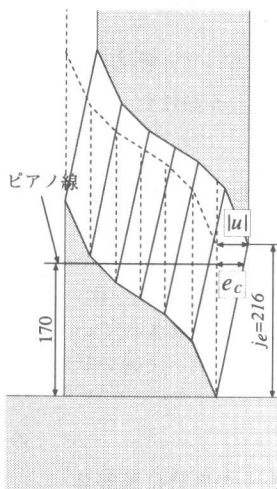
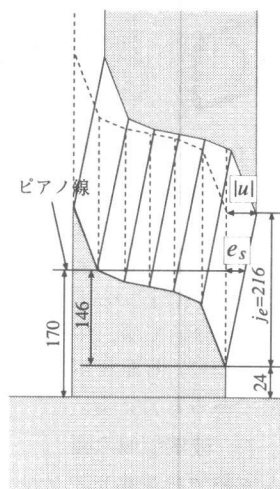


図-10 柱断面
(中子筋無)



(a)中央



(b)柱せい1/5

図-11 ピアノ線位置での破壊領域 (中子筋無)

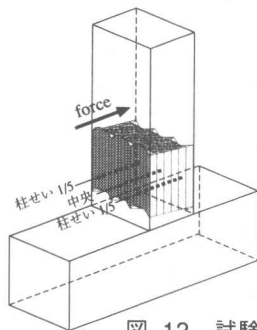


図-12 試験体内
部の破壊領域

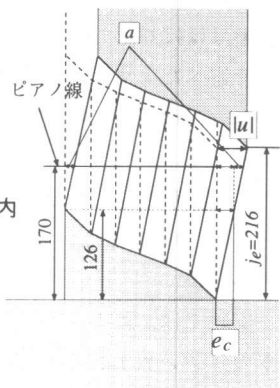


図-14 ピアノ線位置で
の破壊領域(中子筋有)

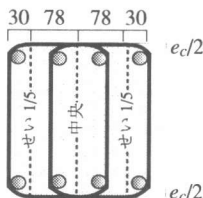


図-13 柱断面
(中子筋有)

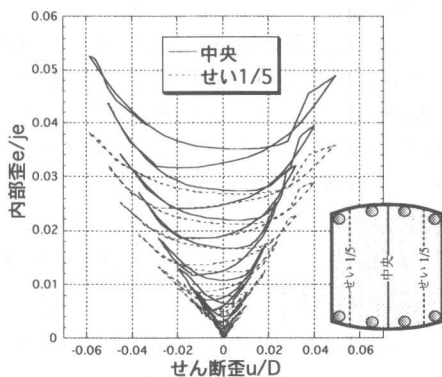


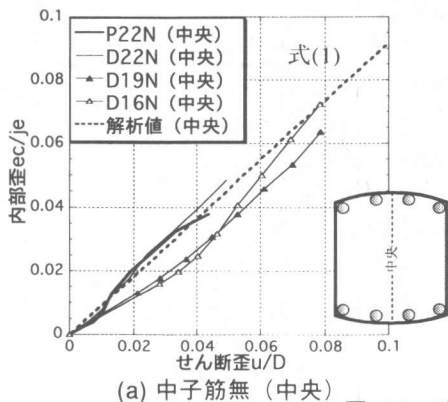
図-15 せん断歪と内部歪(D22N)

破線で示した。解析値は、それぞれの式と対応している。中子筋無においては、せい1/5に比べて中央の値が大きくなっており実験値とよく対応している。実験において中子筋有の中央とせい1/5はほぼ同じ値をとったので平均値を示した。また、解析においては中子筋有の中央とせい1/5は同じ値である。このことは解析の妥当性を示しているといえる。

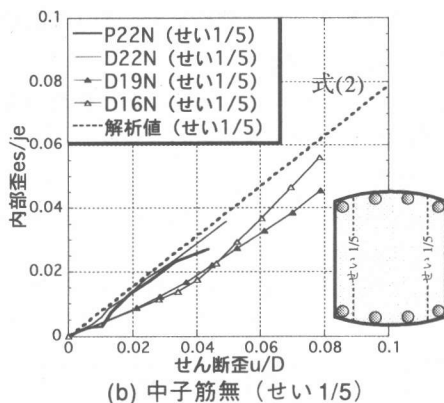
10. ひび割れによる圧縮強度の低下

10.1 圧縮強度の算定式

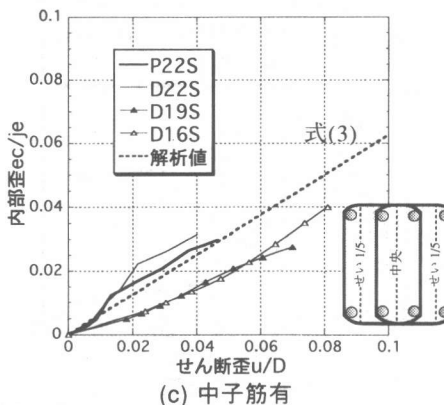
鉄筋コンクリート部材では、鉄筋とコンクリートの付着作用によって、ひび割れコンクリートに引張応力が生じ、それによりコンクリートの圧縮強度が低下すると考えられる。低下した圧縮強度を主歪みによって求める算定式がコリンズら¹⁶⁾によって提示されている。しかし、コリンズらの算定式は、歪が進行すると圧縮強度が低くなってしまいう傾向がある。そのことを受けて、圧縮強度の低下を小さく押さえた



(a) 中子筋無 (中央)



(b) 中子筋無 (せい1/5)



(c) 中子筋有

図-16 せん断歪と内部歪の関係

算定式が大久保ら¹⁷⁾によって提示されている。本解析においては、双方の方程式による圧縮強度を用い、せん断強度の比較を行う。

10.2 実験値との比較

図-17は、実験における主歪と部材角の関係を表したものである。グラフから見て取れるように、4体とも大変良く一致している。このことは中子筋有においても同様である。主歪みは比較的大きな値をとる。破壊領域を平面的（二次元的）なものとして考えた場合にはこのように大きな歪は得られない。しかし、三次元的に考慮した場合には部材の中心部に近いほど破壊領域の傾きは大きくなる。従って、歪も大きくなり実験値に近い値になる。このことより、横補強筋が降伏しない場合に部材内部の応力伝達を説明する場合、三次元的な破壊領域を考慮することは正しいといえる。図-18(a),(b)に中子筋無、有における荷重と変形の関係を示す。解析値は、コリンズ、大久保の算定式における圧縮強度を用いて計算したせん

断強度を示した。いずれの試験体においてもほぼ同じ値をとるため、D16の値のみ示した。靱性保証指針による値は、実線で示した。また実験値と靱性保証指針の値は、コリンズと大久保の算定式による値の間にほぼ収まっている。このことから、「有効強度係数」という概念を用いなくても、要素実験による結果と塑性解析によって部材の実験結果が説明できると言える。一方、靱性保証指針においては、部材の変形角に対応して有効強度係数を低下させている。実際にも部材の三次元的な変形により主歪が増大し、見かけの圧縮強度が低下するわけである。従って靱性保証指針における有効強度係数の仮定も、間接的に正しいと言える。

11. 結論

- (1) 破壊領域を考慮した内部歪みの値は実験値と良く対応しており、本解析の妥当性を示している。
- (2) 「有効強度係数」という概念を用いなくても、要素実験の結果と塑性解析により部材の実験結果が説明できる。
- (3) 靱性保証指針における有効強度係数の妥当性を間接的に証明することができた。

参考文献

- (1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針，1999
- (2) 衣笠秀行，野村設郎：正負繰り返し履歴による曲げ降伏ヒンジの破壊性状，コンクリート工

学論文集，pp. 21-32, 1994. 7

- (3) 伊藤朋，市之瀬敏勝：横補強筋が十分に強いRC梁のせん断強度と立体破壊面，日本建築学会構造系論文集，No. 526, pp. 133-140, 1999
- (4) M.P.Nielsen：Limit Analysis and Concrete Plasticity, Prentice-Hall, pp. 226, 1984
- (5) 岡野忠司，今井正洋，市之瀬敏勝：RC柱の繰り返しせん断性状に関する研究，日本建築学会東海支部研究発表会，2000.2，ページ未定
- (6) Vecchio, F.J and Collins, M.P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol. 83, No. 2, Nov.-Dec., pp. 219-231, 1986.
- (7) 大久保雅章，濱田聡，野口博：ひびわれコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，pp.917-920, 1989.1

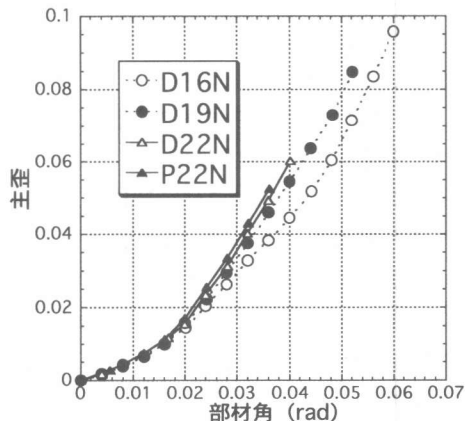


図-17 主歪と部材角の関係

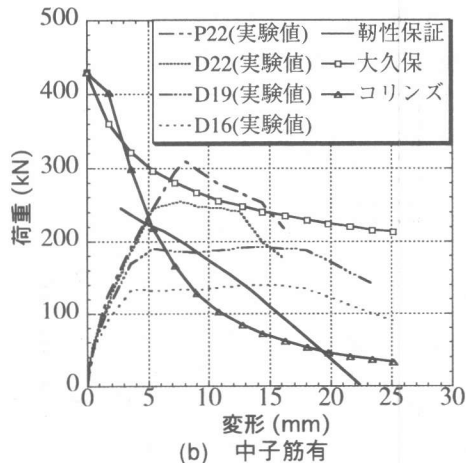
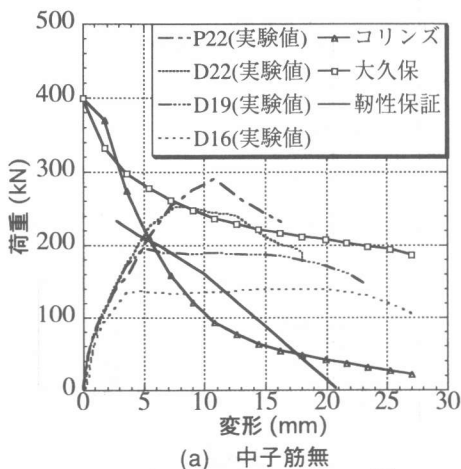


図-18 実験値・解析値の比較