

第2章

収集データの概要

第2章 収集データの概要

2.1 対象とした論文

調査対象は、日本建築学会構造系論文集（以下、黄表紙）、日本コンクリート工学協会 年次論文集（以下、JCI 大会）、日本コンクリート工学協会 コンクリート工学論文集（以下、JCI 論文集）、日本建築学会 構造工学論文集（以下、構造工学）である。調査対象論文は、1975年～2013年のものである。調査した論文集を表 2.1.1 にまとめる。論文数全体では 987 編、そのうちの約 65%は JCI 大会である。また、部材別で見ると、柱梁接合部が一番多く、次いで柱、耐力壁、梁の順となる。特に腰壁・垂れ壁付き梁の論文は極めて少なく、5編しかない。

なお、表中のその他は、あるパラメータに関する実験データの少ない部材について追加で収集した、日本建築学会大会学術講演梗概集や建築研究資料である。

表 2.1.1 調査対象論文

項目		梁	柱	垂れ壁・腰壁 付き梁	袖壁付き 柱	耐力壁	柱梁 接合部	合計
調 査 文 献 数	黄表紙	16	29	1	6	27	17	96
	JCI 大会	67	185	3	2	169	226	652
	JCI 論文集	3	6	0	29	5	2	45
	構造工学	2	11	1	0	16	15	45
	その他	26	31	0	16	40	36	149
	合計	114	262	5	53	257	296	987

2.2 収集したデータの特徴について

調査したデータの諸元を表 2.2.1 に示す。以下、各項目についてその特徴を述べる。

表 2.2.1 調査したデータの諸元

項目		梁	柱	垂れ壁・腰壁付き梁	袖壁付き柱	耐力壁	柱梁接合部
試験体数		497	1333	39	204	507	856
コンクリート強度 (MPa)	最小	12	11	15	7	13	14
	最大	167	198	36	47	60	190
主筋強度 (MPa)	最小	245	297	365	300	244	310
	最大	1023	1447	401	729	1044	1428
せん断補強筋強度 (MPa)	最小	188	201	221	175	160	204
	最大	1767	1764	384	930	1423	1481
試験体スケール	最小	0.25	0.17	0.33	0.10	0.07	0.20
	最大	1.00	1.00	0.42	0.67	1.00	1.00
せん断スパン比	最小	0.67	0.69	0.63	0.26	0.21	
	最大	5.00	9.80	4.17	3.47	2.96	
軸力比	最小		-0.67		-0.08	-0.40	-0.33
	最大		0.90		0.49	0.61	0.60
壁縦筋強度 (MPa)	最小			221	215	160	
	最大			383	930	882	
壁横筋強度 (MPa)	最小			221	215	160	
	最大			993	930	1423	
柱梁曲げ耐力比	最小						0.34
	最大						7.52
接合部補強筋比	最小						0
	最大						0.021

2.2.1 試験体

試験体の数は、必ずしも論文の編数とは比例しておらず、最も多いのは柱部材で1,368体ある。一方、腰壁・垂れ壁付き梁および袖壁付き柱の試験体数はそれぞれ39,204と他の試験体と比べて少ない。これは、垂れ壁・腰壁・袖壁がこれまでは明示的に構造設計に取り込まれてこなかったこと、特に腰壁・垂れ壁はスリットを切って構造躯体と切り分けることが多いこと、更にスリットを切った2次壁の影響は構造計算において無視されることが多かったことに起因していると考えられる。

2.2.2 材料強度

表に示す材料強度は、いずれも材料試験結果による実強度である。

コンクリート強度に関しては、最小強度は、柱試験体で11MPa、袖壁付き柱試験体で既存RC造建物を対象とした7MPaのものが存在するが、大部分は建築基準法に示される最小強度である12MPa以上である。一方、最大強度は、腰壁・垂れ壁付き梁、袖壁付き柱、および耐力壁ではそれぞれ、36MPa、47MPa、60MPaと、一般的に使用される60MPa以下の範囲となっている。一方、柱、梁、柱梁接合部では、高強度コンクリートを用いた試験体があり、コンクリート強度はおおよそ170~190MPaが最大となっている。

主筋に関しては、いずれの試験体でも、最小強度は244MPaであり、一般に使用される鉄筋強度は保有している。一方、最大強度に関しては、腰壁・垂れ壁付き梁および袖壁付き柱を除いて、1000MPaを越える高強度鉄筋が用いられている。

せん断補強筋に関しては、最小強度は袖壁付き柱で175MPaのものがあり、全ての試験体で主筋の最小強度を下回る。一方、最大強度では、特に柱・梁・耐力壁・柱梁接合部で極めて高く、1000MPaを大きく上回る。

壁の縦筋・横筋については、縦筋は壁内の材軸方向の鉄筋、横筋は材軸直交方向の鉄筋である。いずれの方向でも、最小強度は耐力壁で160MPa、腰壁・垂れ壁付き梁および袖壁付き柱では220MPa程度である。最大強度は、腰壁・垂れ壁付き梁および袖壁付き柱で400~1000MPa級であるが、耐力壁の横筋では、1400MPa程度の高強度鉄筋が用いられているものもある。

2.2.3 試験体の縮尺

試験体の縮尺は、ほとんどの試験体が1.0を下回る縮小モデルであるが、柱、梁、耐力壁および柱梁接合部で、実寸試験体もある。小さい試験体ではおおよそ1/5(0.20)程度の縮尺であるが、耐力壁では0.07と1/10以下の試験体もある。

2.2.4 せん断スパン比

せん断スパン比は、最小値は反曲点が部材中央付近となるおおよそ0.5程度であるが、耐力壁では0.21と極めて低いものがある。一方、最大値を見ると、反曲点が部材外に出る1.0を越えるものがあり、柱を除いておおよそ3~5程度である。柱では10に近い試験体がある。

2.2.5 軸力比

柱、袖壁付き柱、耐力壁、柱梁接合部試験体では、軸力を作用させた試験体がある。引張側軸

第2章 収集データの概要

力では、柱では0.70という大きな引張力を作用させたものがある。一方、袖壁付き柱では、引張軸力を作用させたもの軸力比-0.08程度である。圧縮側の最大は柱を除いて、釣合軸力を上回る0.50~0.60程度である。一方、柱試験体ではおよそ1.0と極めて大きな圧縮軸力を作用させたものがある。

2.3 実験結果との比較について

2.3.1 はじめに

鉄筋コンクリートの実部材の挙動は、正確には加力実験により把握することになる。単純ばりの加力実験から得られた、せん断力-部材各関係の一例を図2.3.1に示す。鉄筋コンクリート部材は、鉄筋とコンクリートからなる複合材料を用いており、特にコンクリートの非線形性は小ひずみ領域から高く、またばらつきも大きいのが一般的である。特にコンクリートは硬化中および硬化後の乾燥収縮の進展などにより、微細なひび割れが発生し、もはや厳密な意味では線形ではなくなる。

そういった非線形性の高い部材にせん断力を作用させた場合、図2.3.1に示したように、小さな部材角では、部材角に対して比較的直線的にせん断力が増加していく。この状態では、部材の変形とそれによって生じる応力に凡そ線形関係が成り立っている状態である。部材の変形には、曲げによる変形とせん断による変形があり、それぞれに対して剛性（曲げ剛性、せん断剛性）がある。一般的に、柱や梁などの細長い部材では曲げ変形が卓越し、壁などの面材ではせん断変形が卓越する。その後、部材に曲げひび割れやせん断ひび割れが発生し、剛性の低下が顕著となる。更に部材角を大きくしていくと、部材は終局状態へと移行していく。

曲げ引張降伏型の部材では、最外縁の鉄筋が降伏し（曲げ降伏）、部材の剛性が大きく低下し始める。その後緩やかにせん断力は上昇し、圧縮側のコンクリートが圧縮力を負担する性能が低下し始めると、せん断力は低下し始める（曲げ終局）。更にせん断力の低下が続き、やがては曲げ降伏後のせん断破壊（せん断終局）を生じる。特に軸力の高い柱などで発生する、曲げ圧壊型では、鉄筋の引張降伏挙動よりもコンクリートの圧壊が支配的となり、コンクリートの圧壊により曲げ終局耐力が決定する。この破壊形式では、終局耐力に達した後は、急激に耐力が低下する。

一方、脆性的な破壊として、せん断破壊や付着割裂破壊がある。曲げ終局強度に達する前にこういった破壊の強度（せん断終局強度）に達した場合は、急激に耐力が低下する。この挙動は極めて不安定であるが、急激な耐力低下の後、一定の残存耐力があることが知られているが、やがて、水平耐力は0となる。

曲げ破壊型、せん断破壊型によらず、やがて耐力は0となる。あるいは、鉛直部材では損傷により、軸方向変形が著しくなり、建物を保持することができなくなる。こういった、建物全体の安定性を担保できなくなるような損傷が生じた点を部材の安全限界点と定義できる。このときの変形を限界変形角と呼ぶ。

以上より、鉄筋コンクリート部材の挙動を評価する上で重要な現象を以下に示す。

- ① 弾性剛性（曲げ剛性とせん断剛性）
- ② ひび割れ強度（曲げひび割れ強度とせん断ひび割れ強度）
- ③ ひび割れが発生するときの部材角（曲げひび割れ時とせん断ひび割れ時）

- ④ 曲げ降伏強度
- ⑤ 曲げ降伏が発生するときの部材角（あるいは割線剛性）
- ⑥ 曲げ終局強度
- ⑦ せん断終局強度
- ⑧ せん断終局強度に達するときの部材角（あるいは割線剛性）
- ⑨ 限界変形角

これまでのいろいろな実験的・解析的研究の成果から、これらの鉄筋コンクリート部材の挙動に対して、様々な式が提案されている。それらの式の精度を検証する上では、これまでに行われてきた実験から得られた実現象と比較することがもっとも直接的である。本研究では、鉄筋コンクリート部材を対象として提案されている様々な式を、実験データを用いて検証することを目的としている。

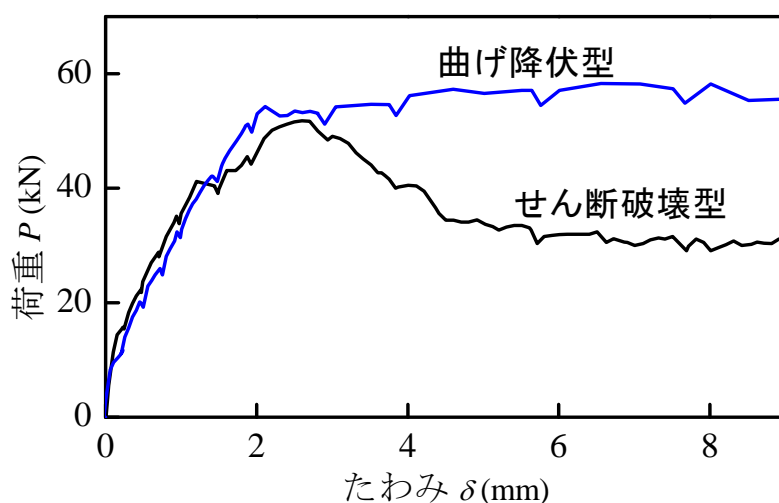


図 2.3.1 単純ばりの荷重－たわみ関係の例

2.3.2 モデル化の手法

今日用いられている主な耐震設計法としては、許容応力度計算、保有水平耐力計算、限界耐力計算、時刻歴応答解析があげられる。耐震設計法（1次設計）では地震力（地震荷重）を定義しており、その外力に対して、各部材に発生する応力を求め、部材の設計用応力を算出し、適切な安全率を用いて割り増した設計用応力を用いて、部材の設計をすることとなる。この部材に用いられる設計式の数値は、設計法ごとに異なるが、基本的には 2.3.1 で示したいずれかの部材性能を示す数値である。その為、2.3.1 で示した部材性能を示す評価式の精度検証が重要となる。

一方、例えば図 2.3.1 に示したような部材の変形に応じた非線形性を逐一追跡しながら、建物全体の応力解析を実施する方法もある。この方法では、建物の規模に応じて膨大なマトリクス計算が必要となるため、もはや手計算では不可能に近く、一般的にはコンピュータを用いて行う。コンピュータを用いて計算を行うためには、各部材の非線形挙動をあらかじめコンピュータに設定しておく必要がある。図 2.3.1 に例示したような鉄筋コンクリート部材の荷重－変形関係を単純

第2章 収集データの概要

な数式で表現することは困難である。そこで、一般的には部材の挙動を極めて単純化し、いくつかの直線の組み合わせで表すモデル化が採用される。鉄筋コンクリート造の場合は、ひび割れの影響による剛性低下も考慮して、3本の直線でモデル化する場合が多い。

曲げ破壊型の部材の荷重とたわみの関係は、図 2.3.2 に示すようになる。モデル化では、第二折れ点以降の勾配（剛性）は極めて小さく取ることが多い。モデル化では、第一折れ点（①弾性剛性、②ひび割れ強度、③ひび割れが発生するときの部材角）および第二折れ点（④曲げ降伏強度、⑤曲げ降伏が発生するときの部材角、⑥曲げ終局強度）を適切に定義する必要がある。また、動的応答ではひずみエネルギー（荷重-変形関係の面積）が重要な意味を持つため、実験結果と解析モデルのひずみエネルギーが等しくなるように設定する必要がある。特に、限界耐力計算では、等価粘性減衰定数の評価が必要となる。なお、一般的な载荷履歴から得られる等価粘性減衰定数は定常応答に対する等価粘性減衰定数と対応する。その為、限界耐力計算で用いる等価粘性減衰定数は、地震応答がランダム振動であることを考慮して適切に低減する必要がある。この低減率は告示 1457 号第 9 の 2 口に示されている。

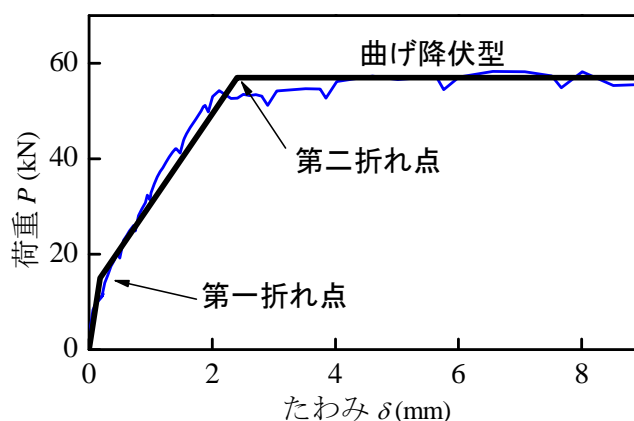


図 2.3.2 曲げ破壊型のモデル化（軸力が小さい場合）

図 2.3.2 は、軸力がなく、主筋が一段配筋の例であるため、実験結果も第二折れ点が比較的明瞭で、その後の靱性能も極めて高いため、⑨の限界変形角を実質、非常に大きく取ることができる（実験では加力装置の制限で確認できない場合もある）。一方、軸力が作用する場合や、主筋が多段配筋になると、図 2.3.3 に示すように、第二折れ点付近の剛性低下はなだらかになり、かつ最大耐力以降の耐力低下が現れる。この場合の第二折れ点での耐力の設定は、設計上も重要な意味を持つ。例えば、第二折れ点の耐力を最大耐力とするなど高く設定すると、曲げ崩壊型の建物の保有水平耐力を高く見積もることとなるが、その分せん断応力も大きくなるため、せん断設計上は安全側となる。一方、図 2.3.3 の様に、最大耐力よりも低く取る場合は、保有水平耐力は低く算出されるものの、せん断設計用応力に対しては十分な安全率を考慮する必要がある。

また、図 2.3.3 のような荷重-変形関係を示す場合の限界変形角は、図に示すように最大耐力の $\alpha\%$ に耐力が低下した点として定義することが多い。この α を定義するに当たっては、下記のような点を考慮して決定されていると考えられる。

- ・ 部材の挙動が安定している限界
- ・ モデルで算出される復元力が実際の耐力に比べて高くなる許容限界
- ・ 履歴面積が等しくなる点

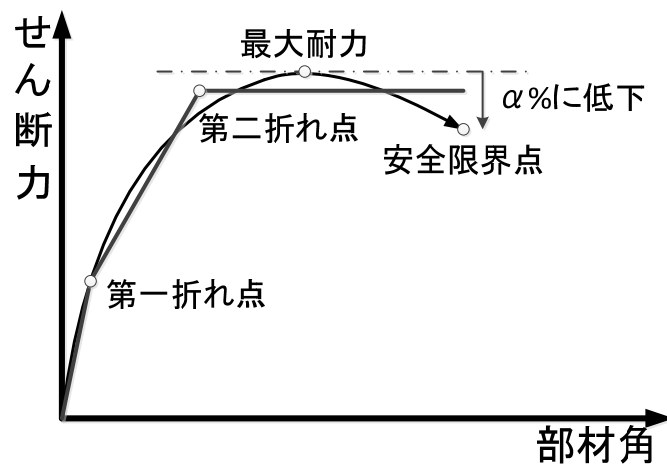


図 2.3.3 軸力が作用する場合の荷重－変形関係とそのモデル化

一方、せん断破壊型の部材では、せん断終局強度に到達後、急激に耐力が低下し、不安定な挙動を示すため、一般的には図 2.3.4 に示すように、第二折れ点までをモデル化する。モデル化では、第一折れ点（①弾性剛性，②ひび割れ強度，③ひび割れが発生するときの部材角）および第二折れ点（⑦せん断終局強度，⑧せん断終局強度に達する時の部材角）を適切に定義する必要がある。なお、このモデル化では、第二折れ点を超えた場合は解析が不可能となるため、便宜的に第二折れ点以降に低い正の剛性を持たせることがある。しかし、この場合も、設計上有効な解析は第二折れ点に到達するまでである。

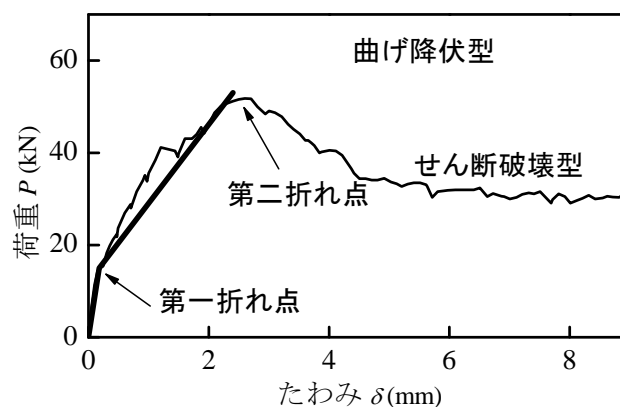


図 2.3.4 せん断破壊型の荷重－変形関係とそのモデル化

2.3.3 実験結果との比較について

(ア) 物性値の比較

RC 部材の物性値を実験結果と比較する場合，2.3.1 でも述べたとおり，下記の9点が挙げられ

第2章 収集データの概要

る。以降では、それぞれの項目について、実験結果で対応する点を示す。なお、一般的には日本建築学会論文などに下記の項目すべてが示されていることは極めてまれである。その場合は、示されていない物性値に対応する評価式の精度を実験から直接検討することは不可能となる。その場合でも、実験の荷重-変形曲線が図に示されている場合は、(イ)により、復元力モデルとの比較により精度を検証することとする。

- ① 弾性剛性 (曲げ剛性とせん断剛性)
- ② ひび割れ強度 (曲げひび割れ強度とせん断ひび割れ強度)
- ③ ひび割れが発生するときの部材角 (曲げひび割れ時とせん断ひび割れ時)
- ④ 曲げ降伏強度
- ⑤ 曲げ降伏が発生するときの部材角 (あるいは割線剛性 (降伏時剛性低下率))
- ⑥ 曲げ終局強度
- ⑦ せん断終局強度
- ⑧ せん断終局強度に達するときの部材角 (あるいは割線剛性)
- ⑨ 限界変形角

1) 弾性剛性 (曲げ剛性とせん断剛性)

曲げ変形とせん断変形が別に計測され、曲げ剛性とせん断剛性が別に示されている場合は、それぞれの理論式と比較する。別に示されていない場合は、数値計算では曲げ剛性とせん断剛性を加味した「弾性剛性」と実験結果を比較することとなる。しかし、耐震壁などの高剛性試験体では、一般的に弾性剛性の計測が困難な場合がある。

2) ひび割れ強度 (曲げひび割れ強度とせん断ひび割れ強度)

実験で、それぞれのひび割れが目視された点での強度とする。この強度は、一般的には荷重-変形関係において、剛性が弾性剛性から低下し始める点と対応すると考えることができる。その為、直接的に剛性が弾性剛性から大きく低下する点とすることもできるが、この場合は曲げひび割れとせん断ひび割れの判別は困難となる。

3) ひび割れが発生するときの部材角 (曲げひび割れ時とせん断ひび割れ時)

実験で、それぞれのひび割れが目視された点での部材角とする。この部材角は、一般的には荷重-変形関係において、剛性が弾性剛性から低下し始める点と対応すると考えることができる。その為、直接的に剛性が弾性剛性から大きく低下する点とすることもできるが、この場合は曲げひび割れとせん断ひび割れの判別は困難となる。

4) 曲げ降伏強度

曲げ降伏強度は、部材の主筋が初めて降伏するときの曲げモーメントに対応する。論文に記述がない場合は、推定は極めて困難である。

5) 曲げ降伏が発生するときの部材角 (あるいは割線剛性 (降伏時剛性低下率))

この部材角は、曲げ降伏時剛性低下率 α_y を用いて計算することとなる。 α_y は、曲げ降伏点での割線剛性の計算初期剛性に対する比で表される。その為、曲げ降伏点での割線剛性、あるいは曲げ降伏強度と復元力特性が論文で示されていない場合は、精度検証は極めて困難である。

6) 曲げ終局強度

曲げ終局強度は、曲げ降伏型試験体における最大強度と比較する。その為、最大強度あるいは復元力特性の記述が必要である。2.3.3でも示すが、曲げ降伏型の場合、曲げ終局強度を復元力特性モデル上の第二折れ点での耐力として取ることが一般的であるため、計算上は曲げ終局強度が部材の負担する曲げモーメントのおよそ最大値となる。一方、この項目の精度検証で明らかになるとおり、実部材ではこの曲げ終局強度に対して、更に高い曲げモーメントを示すことが考えられる。この増加分は、せん断保証設計などにおける設計用応力を算出する上で非常に重要な意味を持つ。

7) せん断終局強度

せん断終局強度は、せん断破壊型試験体の最大強度と比較する。最大強度か復元力特性が記されている必要がある。一方、曲げ降伏後のせん断破壊型の場合は、復元力特性が示されている必要がある。

8) せん断終局強度に達したときの部材角（あるいは割線剛性）

せん断終局強度に達したときの変形角で評価することが一般的である。変形角（あるいは変形量）か復元力特性が記されている必要がある。

9) 限界変形角

せん断破壊後の挙動が安定しておらず、精確にその挙動を推定することが困難な現状に鑑みると、せん断破壊型の場合は、せん断終局強度に達した点を限界変形角と評価することが妥当であると考えられる。

一方、曲げ降伏型では、限界変形角の定義が現状では曖昧であろう。定義としては、負担できる水平力がある一定レベル以下となった点、鉛直材では軸支持能力がある一定レベルとなった点、軸変形量がある一定レベル以上となった点と定義することができよう。しかし、その定義においては、建物全体の安定性の考え方にも依存するため、現状では明確にされているとはいえない。例えば、曲げ降伏後のせん断破壊を生じる点とすることが考えられるが、実際には、(イ) 復元力モデルとの比較、で示す方法で定義されることが多い。

(イ) 復元力モデルとの比較

学術論文では、それぞれの研究テーマに関して議論が展開されるため、実験的研究においても紙面の制約などにより、(ア)に示したデータの全てを論文に示していることは残念ながら少ない。今後、実験論文では基本データは全て紙面に示すことを推奨したいが、過去の論文に関しては、限られたデータから判断し、精度検証するしかない。

そこで、ここでは視点を変えて、構造物の数値解析で用いる部材の復元力特性モデルの検証という観点で、その精度検証を試みる。具体的には、例えば図 2.3.5 に示したように、実験結果の骨格曲線と3折れ線モデルとの比較を試みる。

まず、初期剛性に関しては、終局強度計算値 Q_u の 1/3 を第一折れ点の強度 (Q_e) と仮定し、原点と実験結果から得られる第一折れ点を結んだ傾きと定義する。この初期剛性と計算初期剛性を比較することにより精度検証を行う。

また、安全限界点での変形（限界変形角 δ_s ）は、実験で得られた最大耐力から $\alpha\%$ にせん断力が低下した点での変形として定義する。この定義は、2.3.2 で示したように、部材の特性に依存す

第2章 収集データの概要

る。その為、部材によらず一定値となる必然性もない。本報告書では、仮の定義として、 $\alpha=80\%$ と仮定することとする。この数値の妥当性については、軸力支持能力の推移なども考慮して、さらなる検討が必要であろう。

第2折れ点での強度は計算で得られる終局強度 Q_u とする。そのときの変形は、原点から限界変形角 δ_s までの、実験結果でのひずみエネルギー（復元力特性骨格曲線で囲まれる面積）と3折れ線モデルでのひずみエネルギーが一致するように定義する。しかし、学术论文に示された荷重変形図のような限られたデータから、ひずみエネルギーを計算することは極めて困難である。そこで、荷重－変形関係の接線剛性が急変する点を降伏点とする方法、または既往の研究を元に、第2折れ点での割線剛性は、骨格曲線上で初めて最大強度の80%に達する点と原点を結んだ傾きと仮定し、この傾きと計算される弾性剛性 K_1 との比と、降伏点剛性低下率 α_y を比較し、その精度を検証することとする。

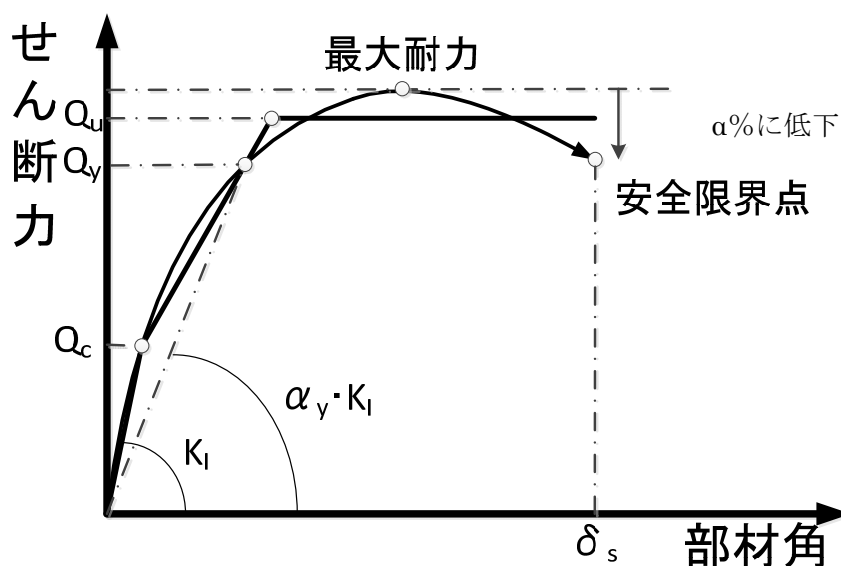


図 2.3.5 3折れ線モデルでの各特性値