

論文 RC 曲げ破壊部材の繰り返し载荷下におけるヒンジ領域の拘束効果

衣笠秀行*1・野村設郎*2

要旨：繰り返し载荷を受けるRC梁部材のヒンジ領域の変形挙動を詳細に計測することにより、拘束効果に関する次の結論を得た。拘束効果には次の2種がある。①コアコンクリートからの拡がろうとする力に対して拘束する効果、②コアコンクリートの剛性が低下することによって生じる「はらみ出す動き」に対して逃がさないで拘束する効果。本実験では②の拘束効果の劣化が原因と考えられる耐力低下が観察された。

キーワード：拘束効果、靱性、鉄筋コンクリート梁部材、繰り返し载荷、横方向歪

1. はじめに

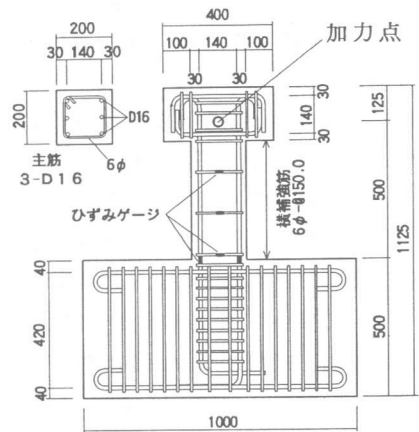
せん断補強筋の降伏が生じない場合でも、曲げ降伏後の繰り返し载荷を受けることにより徐々にヒンジ領域の材軸に直交方向の歪（以下、横方向歪）が増加し、耐力を低下し破壊に至る現象が観察される[1]。ここでは梁部材を対象に、せん断補強筋の降伏がある場合とない場合の、曲げ降伏後の繰り返し载荷による横方向歪の増加挙動について比較考察を行い、これを通して、繰り返し载荷を受けるRC梁部材のヒンジ領域の拘束メカニズムについて論じる。

2. RC梁部材の繰り返し载荷実験

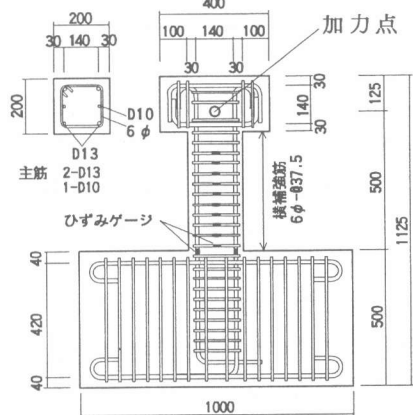
2. 1 実験概要

試験体形状、配筋詳細および歪ゲージ位置を図-1に示す。試験体A, Bともに部材断面20×20cm、シアスパン比2.5の片持ち形式の梁部材である。使用した鉄筋の材料特性を表-1にコンクリート強度を図-5中に示す。

試験体A（図-1(a)）は曲げ降伏後の繰り返し载荷によりせん断補強筋が降伏するせん断引張破壊を目的としたものであり、せん断補強筋比を0.19%と低くし、せん断耐力と曲げ耐力がほぼ同じとなるようにした。これに対し、試験体B（同図(b)）はせん断耐力が曲げ耐力に対してに十分大きくなるように設計した。終局指針[2]のせん断強度式A法で $\cot \phi = 1$ およびコンクリートは十分な強度を有すると仮定し、せん断補強筋が降伏するときのトラス機構による負担せん断力 $V_t (=$



(a)試験体A



(b)試験体B

図-1試験体形状及び配筋詳細

*1東京理科大学講師 理工学部建築学科、工博（正会員）

*2東京理科大学教授 理工学部建築学科、工博（正会員）

b j : Pwσ_{wrc}cotφ) を計算すると9.2tonとなる。後で示されるように実験から得られた試験体Bの曲げ耐力時せん断力は約4 tonであり、曲げ耐力時のせん断補強筋は降伏に対しかなりの余力を残していると言える。また、せん断圧縮破壊が発生するためには曲げ耐力時のコンクリート圧縮束の強度がコンクリート強度σ_Bの10%まで低下する必要があることがせん断強度式A法に基づき計算される。曲げ耐力時に形成されるコンクリート圧縮束はやはり圧壊に対してかなりの余力を有している。

荷重装置を図-2に示す。軸力を加えず水平力のみを変位制御で与えた。試験体Aには4/1000radピッチの正負漸増繰り返し荷重を行った。試験体Bにはこの荷重に加え、60/1000radの定変位繰り返し荷重および60/1000radの1回繰り返しの後の経験変位内繰り返し荷重を行った。以下では、これらのB試験体をそれぞれ試験体B₁、B₂、B₃と呼ぶこととする(図-5参照)。

2. 2部材の変形挙動の計測

図-3に変位計取り付け位置を示す。加力点位置に取り付けた4本の変位計の計測結果から図-4(a)に定義する変形角R及び曲げ変形角R_Bを算出した。また、ヒンジ領域の、主筋の外側に埋め込んだ全ネジ棒の相対変位を片面で計測することにより図-4(b)に定義する端部より梁せいD(20cm)の領域の横方向歪ε_Lを算出した。なお、試験体両面で計測を行った予備実験の結果、表面と裏面の計測値は耐力低下発生後、数サイクルまでであればほぼ同じ値に維持されていることが確認されており、損傷の進行に伴う全ネジ棒のぐらつきによる精度低下は本研究の考察範囲では特に問題にならないと判断した。

3. 耐力低下と横方向歪の増加

3.1 各試験体の破壊性状

図-5に各試験体の荷重P-変形角R関係を示す。試験体Aは図-5(a)中の▼印のサイクル以降、耐力を急激に低下させている。主筋の降伏は同図中に示す第3サイクルで発生し、続く第4サイクルの負側荷重時にせん断補強筋(端部から15cmの位置)が降伏した。耐力低下はこのせん断補強筋の降伏した第4サイクルの負側から発生している。またこのとき、端部から15cmのせん断補強筋が降伏した位置を中心にせん断ひび割れが発生し、これが耐力低下時には大きく広がった。試験体Aの耐力低下は曲げ降伏後の繰り返し荷重によりせん断補強筋が降伏し発生したものと考えることができる。

表-1使用鉄筋の材料特性

		降伏強度 (kgf/cm ²)	最大強度 (kgf/cm ²) (×10 ⁶ kgf/cm ²)	ヤング係数
試験体A	6φ	3300	4300	1.90
	D16	4100	5700	2.06
試験体B	6φ	4400	5000	2.13
	D10	4300	5900	2.08
	D13	4200	5800	2.11

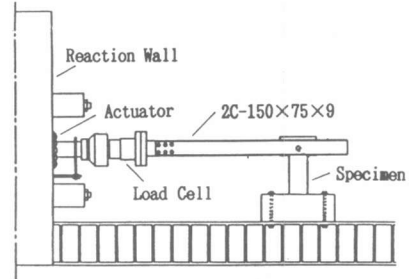


図-2荷重装置

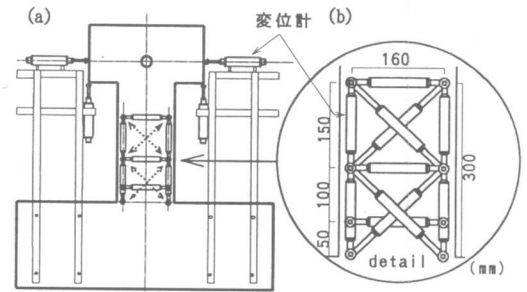
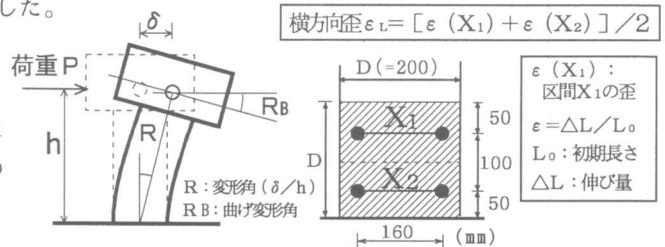


図-3変位計取り付け位置



(a) 変形角Rと曲げ変形角R_B (b) ヒンジ領域の横方向歪ε_L

図-4変形角R・曲げ変形角R_Bとヒンジ領域横方向歪ε_L

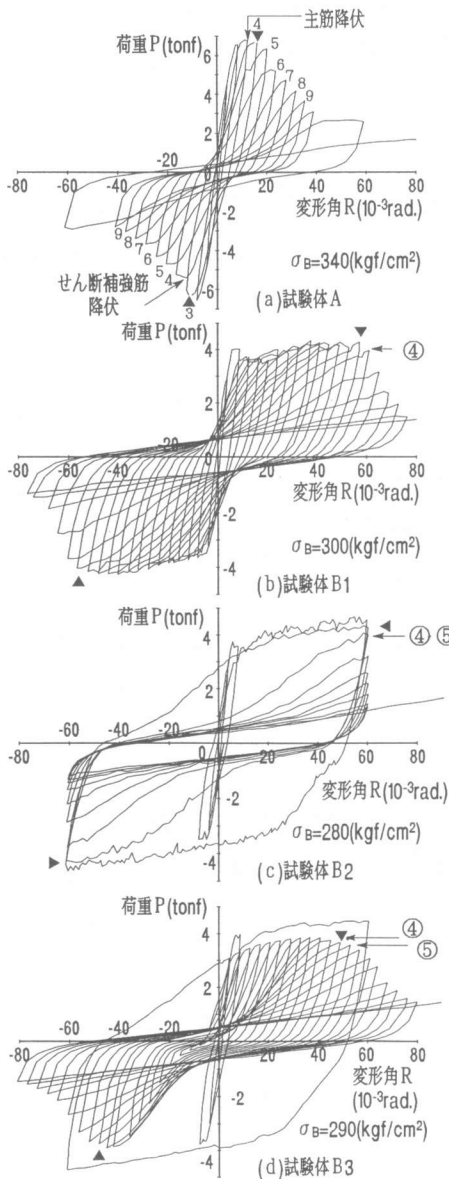


図-5 荷重 P - 変形角 R 関係

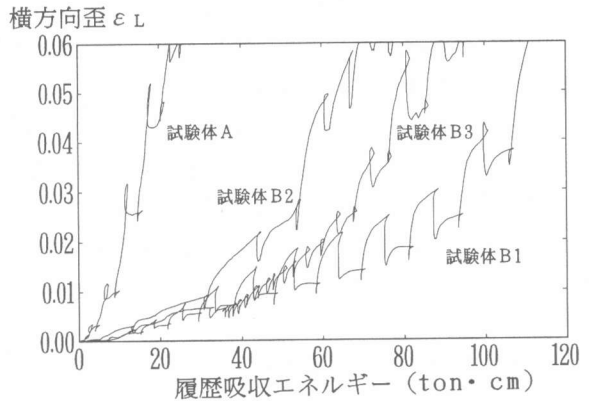
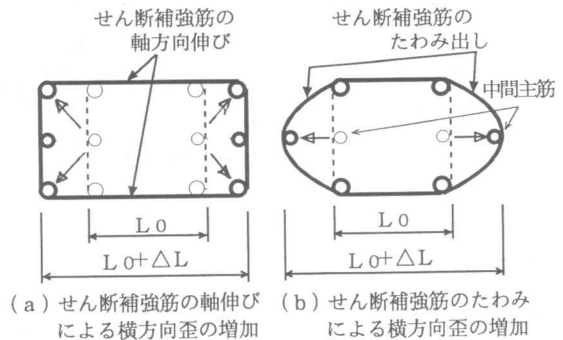


図-6 各試験体の横方向歪 ϵ_L の増加



(a) せん断補強筋の軸伸びによる横方向歪の増加 (b) せん断補強筋のたわみによる横方向歪の増加

図-7 横方向歪の増加とせん断補強筋の変形

試験体 B (B₁, B₂, B₃) では主筋の引張降伏後、繰り返し载荷を受けることにより、図-5(b), (c), (d)中の▼印で示すサイクルから急激に耐力を失っている。耐力低下時にはせん断引張破壊を起こした試験体 A と同様、せん断変形成分の増加が確認されたが、せん断補強筋の降伏は歪ゲージから認めることはできなかった。

3. 2 耐力低下と横方向歪の増加

各試験体の横方向歪 ϵ_L - 履歴吸収エネルギー関係を図-6に示す。なお、履歴吸収エネルギーは加力点位置の荷重 P と変位 δ から $\int P d\delta$ で計算し累積した値である (P と δ は図-4(a)参照)。試験体 A, B とともに横方向歪が繰り返し载荷により増加していることが分かる。なお、計測された横方向歪 ϵ_L は非常に大きな値に達しているが、これは横方向歪が図-7(a)に示すような、せん断補強筋の、加力方向に配された部分の軸伸び (以下、補強筋の軸伸び) によって生じたものに加え、市ノ瀬ら[3]が実験結果をもとに指摘しているように同図(b)に示すようなせん断補強筋が加力方向に楕円状に変形することによる横方向歪の増加 (以下、補強筋のたわみ出し) が生じたためと考えられる。試験体 A がせん断補強筋の降伏により耐力低下に至っていることはすでに述

べた。この試験体Aにおいて観測された横方向歪の増加は主に図-7(a)に示す補強筋の軸伸びが原因で生じたと考えられる。一方、試験体Bではせん断補強筋の降伏は観察されておらず、また、実験終了時には図-7(b)中に示す中間主筋のはらみ出しが顕著に観察されていることから、この横方向歪の増加は主に図-7(b)に示した補強筋のたわみ出しによって生じたものと推察される。

試験体Bについて、図-5中に横方向歪 ε_L の値が0.04、0.05に達したサイクルの正側のピークをそれぞれ④、⑤印で示した。載荷履歴の違いに関わらず横方向歪 ε_L が0.04~0.05に達したとき耐力低下が発生していることが分かる。試験体Bは試験体Aと同様、横方向歪 ε_L の増加が耐力低下の発生と密接な関係にあることが推察される。

4. 横方向歪の増加メカニズム

試験体Aと試験体Bの横方向歪の増加挙動を比較考察することにより、試験体Bのせん断補強筋が楕円形状に変形する図-7(b)に示す横方向歪 ε_L の増加メカニズムについて考えることにする。なお、試験体Bの横方向歪は耐力低下発生時に急増するが、このとき部材は、曲げ変形成分が減少しせん断変形成分の増加する変形挙動を示すことが観察されている。曲げ圧縮による主筋の座屈たわみ出しが試験体Bの横方向歪の増加原因とは考えにくい。

4. 1 横方向歪の増加挙動

図-8(a), 9(a)にそれぞれ試験体Aと、これと同じ載荷履歴の試験体B₁の横方向歪 ε_L -変形角 R

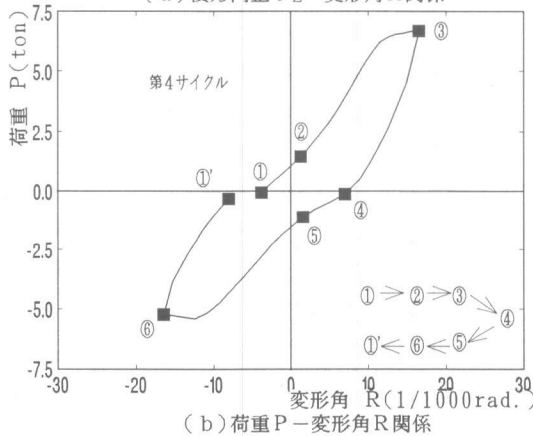
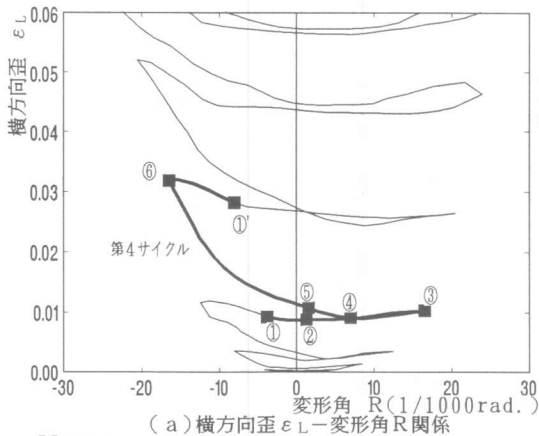


図-8試験体Aの横方向歪 ε_L の増加挙動

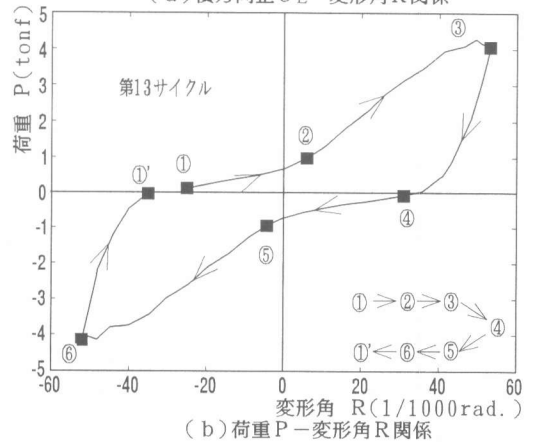
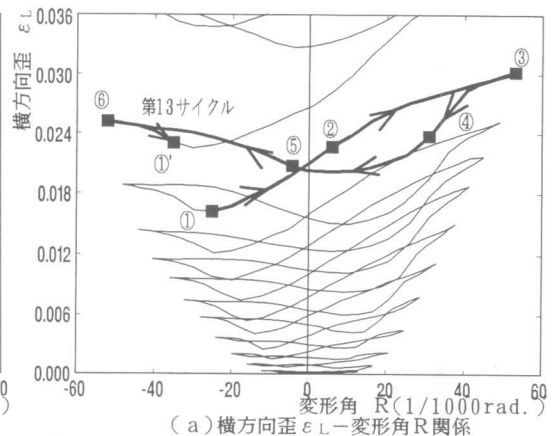


図-9試験体B₁の横方向歪 ε_L の増加挙動

関係を示す。また、これら図中に太実線で示した部分に対応する荷重 P -変形角 R 関係を抜き出し、それぞれ図-8(b), 9(b)に示す。なお、両図(a)(b)中の番号はそれぞれ対応している。試験体Aのせん断補強筋の降伏は第4サイクルの負側載荷時に発生していることはすでに述べた。この第4サイクルの負側載荷時には図-8(a)④→⑤→⑥に示すように横方向歪 ε_L の急増が観察される。この横方向歪 ε_L の増加は荷重（同図(b)の④→⑤→⑥）に伴い増加率が徐々に上昇する、下に凸の増加傾向となっている。試験体Aの横方向歪の増加がせん断補強筋の降伏によって発生したことを考えると、荷重に伴いせん断補強筋の剛性が徐々に低下し、横方向歪 ε_L が下に凸の増加傾向を示すことは十分予想されることである。

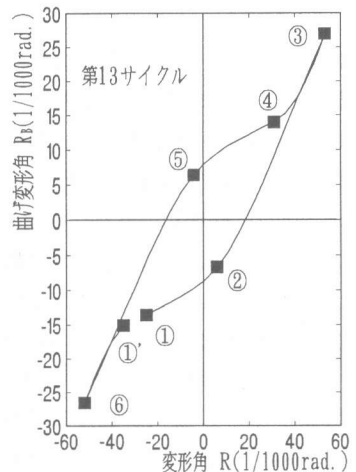


図-10 試験体B₁の部材変形挙動

一方、試験体Bの横方向歪の増加は試験体Aに見られたような、荷重に伴う増加率の単調に上昇する下に凸の増加傾向を示すものとはなっていない。図-9(a)①→②に示すスリップ域（図-9(b)①→②）に対応する部分では増加率の上昇する下に凸の増加傾向となっているが、それ以降の図-9(a)②→③に示す剛性回復域（図-9(b)②→③）に対応する部分では、増加傾向にはあるもののその増加率は徐々に減少する、上に凸の増加形態となっている。試験体Bの横方向歪 ε_L の増加は、せん断補強筋が降伏した試験体Aとは異なるメカニズムによって発生していることが推察される。

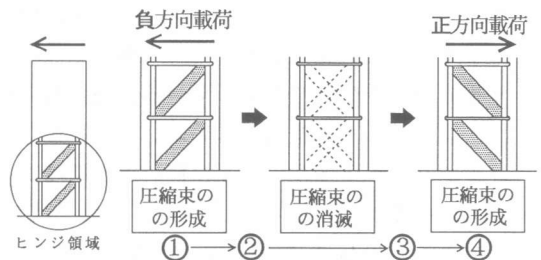


図-11 コンクリート圧縮束の形成と一時的消滅

4. 2 試験体Bの横方向歪の増加メカニズム

図-9(b)に示した試験体Bの荷重 P -変形角 R 関係と対応する曲げ変形角 R_B -変形角 R 関係を図-10に示した（両図中の番号は対応している）。なお、図-10の関係における傾きの低下はせん断変形成分の増加を意味することになる。図-10①→②に示すスリップ域に対応する部分ではせん断変形成分が増加し、その後の図-10②→③に示す剛性回復域に対応する部分ではせん断変形成分が抑えられ曲げ変形成分が卓越する形となっている。これは図-11①→④に模式的に示す荷重の方向を変えたことによるコンクリート圧縮束の一時的消滅（図中②→③）と再形成（図中③→④）によってコアコンクリートの剛性が変化し生じたものと考えられる。前節で述べた横方向歪の、スリップ域と剛性回復域における増加率の変化は、コアコンクリートの剛性と密接な関係にあることが推察される。以下では簡単なモデルによりこの増加メカニズムについて考えることにする。

図-12は横方向歪の増加の定性的特徴を捉えることを目的に、せん断補強筋の左半分を取り出しモデル化したものである。横方向歪の増加には図-12(b)に示した補強筋の軸伸び δ_A とたわみ出し δ_B の2つがあることはすでに述べた（図-7参照）。図-12(a)に示した力学モデルは、前者を図中の軸伸びバネ K_A で、後者をたわみ出しバネ K_B で表現している。直径6mmの丸鋼の軸方向弾性剛性及び曲げ弾性剛性を参考に、軸伸びバネ K_A の値を 10^5 (kgf/cm)、たわみ出しバネ K_B の値を K_A の1/10と仮定した。コアコンクリートはコーナ主筋の位置で軸伸びバネ K_A によりピン支持された、剛性 $E_c I_c$ を有する曲げ材に置換し、拡がる力 S はこの曲げ材の中央に作用するものとした。

図-13(a)はコアコンクリートの剛性 $E_c I_c$ を一定値 (十分大きな値 $10^8 (\text{kgf}\cdot\text{cm}^2)$) に固定した状態で、拡がる力 S を増加させたときの図-12(b)に示した横方向の伸び $\delta (= \delta_A + \delta_B)$ を示したものである。横方向の伸び δ は拡がる力 S の増加に伴い大きくなっており、補強筋の軸伸び δ_A がこれの大部分を占めている (図-7(a)の伸び)。

一方、図-13(b)は拡がる力 S を一定値 (1000kgf) に固定した状態で、コアコンクリートの剛性 $E_c I_c$ を $10^8 (\text{kgf}\cdot\text{cm}^2)$ から減少させた時の横方向の伸び $\delta (= \delta_A + \delta_B)$ を示したものである。コアコンクリートの剛性 $E_c I_c$ が低下するに伴い、拡がる力 S を一定値としているにも関わらず横方向の伸び δ は増加している。補強筋の軸伸び δ_A は S が一定であるため変化しないが、たわみ出し δ_B の値はコアコンクリートの剛性の低下に伴い急激に増加し、ついには補強筋の軸伸び δ_A の値を上回っている (図-7(b)の伸び)。このたわみ出し δ_B の増加は、剛性 $E_c I_c$ の低下によりコアコンクリートが軸伸びバネ K_A の間 (図-12(a)(b)の L の区間) ではらみ出す動きをしたために生じたと考えられる。

5. まとめ

横方向歪の増加は、拡がる力によるもの (図-13(a)) とコアコンクリートの剛性が低下することによるもの (図-13(b)) の2種類があると考えられることができる。従って、拘束効果にはこの2種類の横方向歪の増加と対応する形で、①コアコンクリートからの拡がる力に対して拘束する効果、②コアコンクリートの剛性が低下することによって生じる「はらみ出す動き」に対して逃がさないで拘束する効果、の2種類があると考えられることができる。試験体Aは①の拘束効果の劣化によって図-7(a)に示した横方向歪の増加が起こり耐力低下したものであるのに対し、試験体Bは、荷重の方向を変えたことによるコンクリート圧縮束の一時的消滅のためにコアコンクリートの剛性低下が生じ、②の拘束効果の劣化によって図-7(b)に示した横方向歪の増加が発生し耐力低下したものと考えることができる。

【謝辞】本研究の一部は平成5年度文部省科学研究費補助金 (一般研究C) によりました。

【参考文献】1)衣笠秀行・野村設郎：正負繰り返し履歴による降伏ヒンジの破壊性状、コンクリート工学論文集、Vol.5, No.2, pp.21-32, 1994 2)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 3)飯田まゆみ・市ノ瀬敏勝・他：立体破壊面を考慮したRC梁のせん断強度、その2、建築学会大会学術講演梗概集、Vol.2, pp.891-892, 1994.9

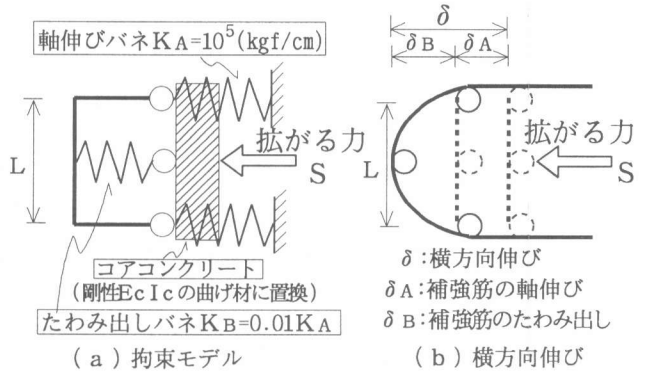


図-12横拘束のモデル化

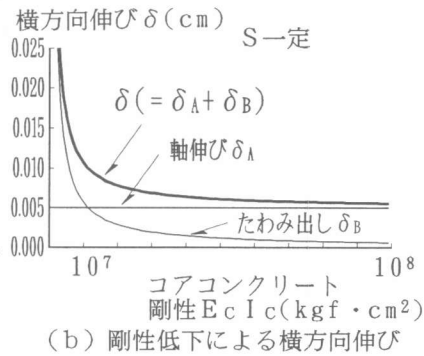
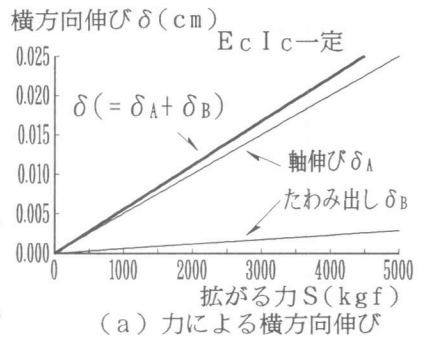


図-13横方向伸び