第5章

壁式架構における新設開口設置に伴う補強部材の構造性能

5.1. はじめに

高度経済成長期に大量に建設された壁式鉄筋コンクリート造集合住宅建物は,過去の被害地震から高い耐震性が実証されているにも関わらず,現在の高い住居水準からすると,住戸専用面積などの問題から現代のニーズにそぐわないものとなっている。 本研究ではこれらの既存ストックの有効活用方法を検討する。

既存建築物を有効活用する場合,現代のニーズに合わせるため既存の戸境壁に開口 を設けることなどの躯体改造が必要となる。しかしこれらは建築物の構造耐力上主要 な部分の構造性能を低下させることとなるため,躯体改造後の部材の構造性能を把握 する必要性がある。元来開口が少なく高い耐力がある梁間方向の壁に開口を設置する ことは構造性能上問題がないように思われるが,壁式構造としては開口上部に壁梁が 必要であり新設開口上部の残存耐力壁を壁梁とする補強が必要である。またそれに伴 い耐力壁に開口補強筋を配する補強が必要となる。これらの補強を行った部材の技術 的な知見は少ないため,本研究ではこれらの構造性能を実験により把握し,既往の建 物にそれらを取り入れた際の構造特性を解析により評価することを目的としている。

5.2. 短辺耐力壁実験

5.2.1. 試験体概要

図 5.2.1-1~5.2.1-4 に試験体 4 体の試験体配筋図と,表 5.2.1-1 に試験体諸元,表 5.2.1-2 にコンクリート材料試験結果,表 5.2.1-3 に鉄筋材料試験結果を示す。既存耐力壁に 対して,直交壁近傍に新設開口を設けた場合の,短辺部(開口によって 2 枚に分かれ た壁の壁長が短い方)の壁を対象とした。新設開口を設けた場合には,新たに壁端部 となる新設開口周辺部に曲げ補強筋を設ける必要がある。本検討では,曲げ補強筋と して接着系あと施工アンカーを用いる。いずれの試験体も,壁柱部分が曲げ破壊型と なるように設計した。

試験体 No.1 は既設開口周辺耐力壁試験体として,壁式構造設計指針で規定される 開口補強筋(2-D16)が先付け鉄筋として配された基準試験体であり,先付け鉄筋は鋼板 定着されている。想定する耐力壁は壁厚 150mm であり,壁縦横筋がシングル配筋さ れている。また,直交壁側については直交壁有効範囲を壁厚の6倍とした場合の有効 鉄筋量と同等の縦筋を入れた柱型とした。

試験体 No.2 は試験体 No.1 と同等の曲げ補強量(2-D16)をあと施工アンカーにより 導入した補強試験体である。補強部の厚さは既存部壁厚と同等とした。

試験体 No.3 は補強側端部に試験体 No.1 よりも多く曲げ補強筋を配し(5-D16), 柱型を設けるとともに補強部をフープ筋により拘束した。

試験体 No.4 はあと施工アンカーを梁曲げ補強部に対して施工することを想定した 試験体である。下階の壁梁相当部分に外付け補強をした壁曲げ補強部を壁柱下部に再 現した。

試験体No.2~4については新設開口周辺の施工において開口よりも大きくはつり出 すことを想定して、壁端部をはつり出した状態を模した既存部試験体を作成し、補強 部との接合面にチッピングによる目粗しを施した後に,試験体No.2~3ではスタブに, 試験体 No.4 では壁梁部に接着系あと施工アンカー(エポキシ樹脂,注入式,コアド リル穿孔)を打ち込んだ。あと施工アンカーの有効埋め込み長さに関しては、アンカ ー母材が降伏する15da(da:アンカー径)とした。製作手順は①既存部製作②壁端部・ 下向きアンカーの施工③壁端部,外付け壁梁の配筋④コンククリート打設(壁端部, 外付け壁梁ともに) なお,既存部と補強部の接合面はすべて目荒らしを施し,一体 化を図っており,梁曲げ補強部の面外方向の鉄筋(外付け壁梁と既存壁梁部の接合筋) は、試験体製作の都合上,先付鉄筋 D16 とした。

5-3





(a) 側面図

(a) 側面図



(b) B-B'断面図

補強部



(c) D-D'断面図

図 5.2.1-4 試験体 No.4 配筋図



(b) C-C'断面図図 5.2.1-3 試験体 No.3 配筋図

試験体名	試験体1	試験体2	試験体3	試験体4			
壁厚(mm)	150						
壁長さ(mm)	500						
壁高さ(mm)	1500						
柱B×D	250×180						
柱主筋	D16(SD345)						
柱帯筋							
壁縦筋	D10(SD295A)@200						
壁横筋							
Fc既存部(N/mm ²)	21	6	22.7				
Fc新設部(N/mm ²)		36.3	37	7.5			
軸力比	0.075						

表 5.2.1-1 試験体諸元

表 5.2.1-2 コンクリート材料試験結果

材料	コンクリート(既存部)			コンクリート(新設部)				
試験体名	No.1	No.2	No.3	No.4	No.1	No.2	No.3	No.4
圧縮強度[N/mm ²]	21.6		22.7		_	36.3	37.5	
割裂強度[N/mm ²]	2.15		2.30			3.27	3.04	
ヤング係数[×10 ³ N/mm ²]	21.6		22.4			28.1	28	3.3

表 5.2.1-3 鉄筋材料試験結果

材料	鉄筋				
部位	壁縦筋	壁横筋	柱主筋	柱帯筋	
鉄筋径	D10	D10	D16	D10	
材種	SD295A	SD295A	SD345	SD295A	
ヤング係数[×10 ³ N/mm ²]	180	180	187	180	
降伏強度[N/mm ²]	382	382	384	382	
引張強度[N/mm ²]	529	529	569	529	
降伏ひずみ	2174	2174	2155	2174	

5.2.2. 加力計画

図 5.2.2-1 に載荷装置説明図を示す。載荷方式は,所定の軸力 194.4kN(全断面に対 する軸力比 0.075)を作用させた状態での片持ち梁形式での正負交番静的繰返載荷と した。反曲点高さは 1500mm とした。加力サイクルは,相対変形角(以降 R,下スタ ブ上端位置に対する反曲点高さ位置の相対水平変位/反曲点高さ)制御とし,変形角 R=0.0625%,0.125%,0.25%,0.5%,0.75%,1.0%,1.5%,2.0%,3.0%の各サイクルを 最大 2 回繰り返した。試験体 No.4 に関しては,変形角 2 (壁中央頂部変形を壁内法高 さで除した値で以降 R2 とする)を用いた。なお,左右の水平ジャッキは同圧制御と している。また,これらのジャッキは逆方向に傾くため加力梁の傾きは試験体に影響 しない。



図 5.2.2-1 加力装置図

5.2.3. 計測計画

5.2.3.1. 変位及びひずみ計測方法

計測状況として各試験体の変位計測状況および鉄筋のひずみゲージ貼り付け状況 を図 5.2.3-1~図 5.2.3-4 に示す。試験体の絶対変位は試験体の外側に計測用のフレー ムを組み変位計を取り付け,試験体の標点に当てて計測した。全体部材角算出用の変 位は上スタブ中央の標点で計測した。試験体の内部変位は試験体に埋め込んだインサ ートに全ネジボルトを通し,ロッドエンドを介して取り付けた変位計により計測した。 試験体に生じる荷重は加力ジャッキに内蔵したロードセルにより計測した。鉄筋のひ ずみは壁縦筋と壁横筋,曲げ補強筋,アンカー筋,柱主筋,柱せん断補強筋にそれぞ れ貼り付けたひずみゲージにより計測した。









5.2.3.2. ひび割れ計測方法

試験体に引かれた各グリッドにつき曲げとせん断ひび割れ(各々1本ずつ)に対し て最大ひび割れ幅を各変形角のピーク時と除荷時とで計測し,あらかじめ用意してお いたひび割れ幅記入表に記録する。ひび割れ幅の計測は目視により行い,使用するク ラックスケールに示されている幅で表現する。(0.00~3.50mmで表現,それ以上は定 規を使用)。ただし,目視により確認でき,かつ 0.05mm 未満のひび割れの場合はひび 割れ幅を 0.00mm と表記する。また,正載荷のピーク時に完全に閉じてしまった場合 などは「閉じ」と表現してひび割れ幅記入表に示す。

異なる2本以上のひび割れが接続した場合には、1本のひび割れとみなして、最大 ひび割れ幅を計測することとする。



図 5.2.3-5 ひび割れ計測イメージ図

本実験における計測方法は、ピーク時に試験体にひび割れ記入とひび割れ幅計測を 行い、除荷時にひび割れ幅計測と OHP シートにひび割れを転写、ひび割れの写真撮 影を行う。実験終了後、データ処理にてひび割れ図作成、ひび割れ幅推移の算出を行 う。

1)試験体のグリッド名の決定 (全試験体共通)

本実験における計測方法は,発生した剥落に対し OHP シートを当てるため,載荷 前に壁面に本実験で使用する A4 サイズの OHP シートの寸法に合わせたグリッド線 を記入する。以下の図 5.2.3-6 に試験体正面のグリッド番号とその位置を示す。青色の 部分が直交壁部(図 5.2.3-6 のア〜ク-5, 12),緑色の部分が耐力壁既存部(図 5.2.3-6 のア〜ク-3,4),橙色が耐力壁新設部(図 5.2.3-6 のア〜ク-1,2,11)を示している。 グリッドの振り分けは,基本 A4 サイズの横 297mm×縦 210mm とし,耐力壁新設部は 横 100・150mm に分割,耐力壁既存部は横 150・100mm に分割,直交壁部は横 180mm とした。



図 5.2.3-6 試験体グリッド図面

2)OHP シートの作成

各試験体において計測に使用する OHP シートの作成を行う。本実験では要素1 つに対して OHP シート1枚を使用した。要素と OHP シートの寸法が一致していれ ば, A4 サイズの OHP シートをそのまま使用するが,要素の寸法が OHP シート寸 法と異なる場合は,要素の寸法に合わせた線を OHP シートに記入し,計測時はそ の線を壁面の実際の要素に合わせて計測を行う。また,シートの裏表や上下が混乱 しないように各シートには要素番号を記入する。

3)ひび割れ, OHP シートの記入

各試験体において,油性マジックペンで試験体に直接ひび割れを記入する。軸力 を加えた際にできる初期ひび割れを記入,また載荷した際のピーク時にできたひび 割れを記入する。この時,初期ひび割れは黒ペンを,正載荷は青ペンを,負載荷は 赤ペンを用いる。実際のひび割れから少しずらして記入する。

ひび割れを記入する際, ひび割れの近くに加力ステップを記入し, ひび割れが進 展した時は境界が分かるように印をつけてなぞり, 加力ステップを追加で記入する。 試験終了時に剥落が発生した要素に対して OHP シートを当て, シートの上から剥 落箇所の形状をトレースし内側は両斜線によるハッチングを緑ペンにて行う。記入 ミスがあった場合は, 一般的に売られているエタノールを用いて訂正部分を消しひ び割れを記入し直す (エタノールをキムワイプや綿棒などに染み込ませ訂正部分を 拭けば消すことが出来る)。 4)ひび割れ幅の計測

ひび割れはクラックスケールを用いて計測する。この時,計測した最大ひび割れ点 に印としてシールを貼る。また,本実験ではひび割れを曲げ及びせん断を区別して考 察するため,曲げ及びせん断ひび割れを区別する定義を作る必要がある。ここではR <30°なら曲げひび割れ,30°≤Rならせん断ひび割れと定義する。

各試験体において全グリッド毎に最大ひび割れ点を,曲げ・せん断・スタブ境界で 1ヶ所ずつ計測を行う。

5)ひび割れ写真撮影

本実験では変形角ごとのピーク時,除荷時ともに試験体全体の写真を定点で撮影し, これとは別に変形角ごとのピーク時に局部的な破壊の状態を写真に収める。これによ り変形角ごとの局部的な破壊性状を記録する。

また各試験体においてひび割れ図を写真より作成するため各グリッドの写真を各 加力サイクルピーク時,除荷時に撮影する。

6)ひび割れ図作成

AutoCAD 上に試験体のスナップ写真と OHP シートを取り込み,ひび割れ図を作成 する。各加力サイクル除荷時に撮影したスナップ写真を用いてひび割れ図を作成する。

7)剥落面積の計算

ベクターを用いて剥落の面積を計測する。

各試験体において、剥落が生じた変形角の2サイクル目負載荷除荷時のスナップ写 真を用いて作成する。

5.2.4. 実験結果

5.2.4.1. 荷重変形関係

図 5.2.4-1~図 5.2.4.4 に 4 体の荷重変形関係,図 5.2.4-5 に包絡線化した 4 体の荷重 変形関係比較を示す。

試験体 No.1 は正載荷では R=+0.40%サイクルで壁端部筋が下スタブ上端位置で引 張降伏ひずみに達した。R=+1.5%サイクルで圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認 されたが, R=+3.0%まで耐力低下は確認されなかった。負載荷では R=-0.70%サイクル で直交壁縦筋が降伏し, 圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認された。R=-1.36%サ イクルで最大耐力を記録した。その後, R=-2.0%サイクルの 2 回目に壁端部筋の座屈 および圧縮側コンクリートの大きな剥落が確認された。

試験体 No.2 は正載荷では R=+0.22%サイクルで壁端部筋が下スタブ上端位置で引 張降伏ひずみに達した。R=+1.5%サイクルで圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認 されたが, R=+3.0%まで耐力低下は確認されなかった。負載荷では R=-0.51%サイクル で直交壁縦筋が降伏し,圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認された。R=-1.5%サ イクルで最大耐力を記録した。その後の耐力低下は試験体 No.1 に比べて緩やかであ った。

試験体 No.3 は正載荷では R=+0.61%サイクルで壁端部筋が下スタブ上端位置で引 張降伏ひずみに達した。R=+1.5%サイクルで圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認 されたが, R=+3.0%まで耐力低下は確認されなかった。負載荷では R=-0.66%サイクル で直交壁縦筋が降伏し,圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認されたが R=-3.0%ま で耐力低下は確認されなかった。

試験体 No.4 は正載荷では R2=+0.42%サイクルで壁端部筋が壁梁上端位置で引張降 伏ひずみに達した。R2=+0.72%サイクルで壁梁縦筋が下スタブ上端位置で降伏し,壁 梁と下スタブの境界面付近から進展した曲げひび割れが大きく広がる様子が確認さ れ, R2=+3.0%サイクルまで耐力低下は確認されなかった。負載荷では R2=-0.75%サイ クルで直交壁縦筋が降伏し, R2=-1.12%サイクルで最大耐力を記録した。最大耐力時, 圧縮側端部で圧壊が生じるとともに、斜めせん断ひび割れが拡幅し、耐力低下を起こ した。なお、変形角 2=1/133rad.時に発生した既存壁の損傷進展により、壁梁の破壊と いう想定していた破壊状況にならずに載荷終了となった。

試験体 No.1~3 と試験体 No.4 の正載荷側は曲げ破壊となり,試験体 No.4 の負載荷 側は既存壁のせん断破壊となった。







5.2.4.2. 試験体破壊推移

各試験体に関して、5.2.3.に示した手法を用いてひび割れ図の作成を行った。各サイクルピーク時の前景写真とひび割れ図を示す。

5.2.4.2.1. 試験体 No.1 全景写真・ひび割れ図

R = 1/1600



写真 5.2.4-1 R=1/1600 損傷写真









図 5.2.4-7 R=-1/1600 ひび割れ図

R=1/800



写真 5.2.4-3 R=1/800 損傷写真



R=-1/800



写真 5.2.4-4 R=-1/800 損傷写真



R=1/400 ①



写真 5.2.4-5 R=1/400 損傷写真



図 5.2.4-10 R=1/400 ひび割れ図

R=-1/400 ①



写真 5.2.4-6 R=-1/400 損傷写真



図 5.2.4-11 R=-1/400 ひび割れ図

R=1/400 ②



写真 5.2.4-7 R=1/400②損傷写真



図 5.2.4-12 R=1/400②ひび割れ図

R=-1/400 ②



写真 5.2.4-8 R=-1/400②損傷写真



図 5.2.4-13 R=-1/400②ひび割れ図

R=1/200 ①



写真 5.2.4-9 R=1/200 損傷写真



図 5.2.4-14 R=1/200 ひび割れ図

R=-1/200 ①



写真 5.2.4-10 R=-1/200 損傷写真





R=1/200 ②





図 5.2.4-16 R=1/200②ひび割れ図

R=-1/200 ②



写真 5.2.4-12 R=-1/200②損傷写真



図 5.2.4-17 R=-1/200②ひび割れ図

R=1/133 ①







R=-1/133 ①



写真 5.2.4-14 R=-1/133 損傷写真



R=1/133 ②



写真 5.2.4-15 R=1/133②損傷写真



図 5.2.4-20 R=1/133②ひび割れ図

R=-1/133 ②



写真 5.2.4-16 R=-1/133 ②損傷写真



図 5.2.4-21 R=-1/133②ひび割れ図

R=1/100 ①



図 5.2.4-22 R=1/100 ひび割れ図

R=-1/100 ①



図 5.2.4-23 R=-1/100 ひび割れ図

R=1/100 ②



写真 5.2.4-19 R=1/100 損傷写真



R=-1/100 ②



写真 5.2.4-20 R=-1/100 損傷写真


R=1/67 ①



R=-1/67 ①



5-38

R=1/67 ②



5-39

R=-1/67 ②



図 5.2.4-29 R=-1/67②ひび割れ図

R=1/50 ①







R=-1/50 ①



写真 5.2.4-26 R=-1/50 損傷写真



R=1/50 ②



図 5.2.4-32 R=1/50②ひび割れ図

R = 1/33



写真 5.2.4-28 R=1/33 損傷写真



5.2.4.2.2. 試験体 No.2 全景写真・ひび割れ図

R = 1/1600



写真 5.2.4-29 R=1/1600 損傷写真





R=-1/1600



写真 5.2.4-30 R=-1/1600 損傷写真



R=1/800



写真 5.2.4-31 R=1/800 損傷写真



R=-1/800



写真 5.2.4-32 R=-1/800 損傷写真



5-48

R=1/400 ①



写真 5.2.4-33 R=1/400 損傷写真



図 5.2.4-38 R=1/400 ひび割れ図

R=-1/400 ①



写真 5.2.4-34 R=-1/400 損傷写真



図 5.2.4-39 R=-1/400 ひび割れ図

R=1/400 ②



写真 5.2.4-35 R=1/400②損傷写真



図 5.2.4-40 R=1/400②ひび割れ図

R=-1/400 ②



写真 5.2.4-36 R=-1/400②損傷写真



図 5.2.4-41 R=-1/400②ひび割れ図

R=1/200 ①



写真 5.2.4-37 R=1/200 損傷写真



図 5.2.4-42 R=1/200 ひび割れ図

R=-1/200 ①



写真 5.2.4-38 R=-1/200 損傷写真



図 5.2.4-43 R=-1/200 ひび割れ図

R=1/200 ②



写真 5.2.4-39 R=1/200②損傷写真



図 5.2.4-44 R=1/200②ひび割れ図

R=-1/200 ②



写真 5.2.4-40 R=-1/200②損傷写真



図 5.2.4-45 R=-1/200②ひび割れ図

R=1/133 ①



写真 5.2.4-41 R=1/133 損傷写真



図 5.2.4-46 R=1/133 ひび割れ図

R=-1/133 ①



写真 5.2.4-42 R=-1/133 損傷写真



図 5.2.4-47 R=-1/133 ひび割れ図

R=1/133 ②



写真 5.2.4-43 R=1/133②損傷写真



図 5.2.4-48 R=1/133②ひび割れ図

R=-1/133 ②



写真 5.2.4-44 R=-1/133②損傷写真



図 5.2.4-49 R=-1/133②ひび割れ図

R=1/100 ①



写真 5.2.4-45 R=1/100 損傷写真



図 5.2.4-50 R=1/100 ひび割れ図

R=-1/100 ①



写真 5.2.4-46 R=-1/100 損傷写真



図 5.2.4-51 R=-1/100 ひび割れ図

R=1/100 ②



写真 5.2.4-47 R=1/100②損傷写真



図 5.2.4-52 R=1/100②ひび割れ図

R=-1/100 ②



写真 5.2.4-48 R=-1/100②損傷写真



図 5.2.4-53 R=-1/100②ひび割れ図

R=1/67 ①



写真 5.2.4-49 R=1/67 損傷写真



図 5.2.4-54 R=1/67 ひび割れ図

R=-1/67 ①



写真 5.2.4-50 R=-1/67 損傷写真



図 5.2.4-55 R=-1/67 ひび割れ図

R=1/67 ②



写真 5.2.4-51 R=1/67②損傷写真



図 5.2.4-56 R=1/67②ひび割れ図

R=-1/67 ②



写真 5.2.4-52 R=-1/67②損傷写真



図 5.2.4-57 R=-1/67②ひび割れ図

R=1/50 ①



写真 5.2.4-53 R=1/50 損傷写真



R=-1/50 ①



写真 5.2.4-54 R=-1/50 損傷写真



R=1/50 ②



写真 5.2.4-55 R=1/50②損傷写真



図 5.2.4-60 R=1/50②ひび割れ図

R=-1/50 ②



写真 5.2.4-56 R=-1/50②損傷写真


R=1/33 ①



写真 5.2.4-57 R=1/33 損傷写真





R=-1/33 ①



写真 5.2.4-58 R=-1/33 損傷写真



図 5.2.4-63 R=-1/33 ひび割れ図

R=1/33 ②



写真 5.2.4-59 R=1/33②損傷写真



図 5.2.4-64 R=1/33②ひび割れ図

R=-1/33 ②



写真 5.2.4-60 R=-1/33②損傷写真



図 5.2.4-65 R=-1/33②ひび割れ図

5.2.4.2.3. 試験体 No.3 全景写真・ひび割れ図

R = 1/1600



写真 5.2.4-61 R=1/1600 損傷写真



R=-1/1600



写真 5.2.4-62 R=-1/1600 損傷写真





R=1/800



写真 5.2.4-63 R=1/800 損傷写真



R=-1/800



写真 5.2.4-64 R=-1/800 損傷写真



図 5.2.4-69 R=-1/800 ひび割れ図

R=1/400 ①



写真 5.2.4-65 R=1/400 損傷写真



図 5.2.4-70 R=1/400 ひび割れ図

R=-1/400 ①



写真 5.2.4-66 R=-1/400 損傷写真



図 5.2.4-71 R=-1/400 ひび割れ図

R=1/400 ②



写真 5.2.4-67 R=1/400②損傷写真





R=-1/400 ②



写真 5.2.4-68 R=-1/400②損傷写真



図 5.2.4-73 R=-1/400②ひび割れ図

R=1/200 ①



写真 5.2.4-69 R=1/200 損傷写真



図 5.2.4-74 R=1/200 ひび割れ図

R=-1/200 ①



写真 5.2.4-70 R=-1/200 損傷写真



図 5.2.4-75 R=-1/200 ひび割れ図

R=1/200 ②



写真 5.2.4-71 R=1/200②損傷写真



図 5.2.4-76 R=1/200②ひび割れ図

R=-1/200 ②



写真 5.2.4-72 R=-1/200②損傷写真



図 5.2.4-77 R=-1/200②ひび割れ図

R=1/133 ①



写真 5.2.4-73 R=1/133 損傷写真



図 5.2.4-78 R=1/133 ひび割れ図

R=-1/133 ①



写真 5.2.4-74 R=-1/133 損傷写真



図 5.2.4-79 R=-1/133 ひび割れ図

R=1/133 ②



写真 5.2.4-75 R=1/133②損傷写真



図 5.2.4-80 R=1/133②ひび割れ図

R=-1/133 ②



写真 5.2.4-76 R=-1/133②損傷写真



図 5.2.4-81 R=-1/133②ひび割れ図

R=1/100 ①



写真 5.2.4-77 R=1/100 損傷写真



図 5.2.4-82 R=1/100 ひび割れ図

R=-1/100 ①



写真 5.2.4-78 R=-1/100 損傷写真



図 5.2.4-83 R=-1/100 ひび割れ図

R=1/100 ②



写真 5.2.4-79 R=1/100②損傷写真



図 5.2.4-84 R=1/100②ひび割れ図

R=-1/100 ②



写真 5.2.4-80 R=-1/100②損傷写真



図 5.2.4-85 R=-1/100②ひび割れ図

R=1/67 ①



写真 5.2.4-81 R=1/67 損傷写真



5-97

R=-1/67 ①



写真 5.2.4-82 R=-1/67 損傷写真



図 5.2.4-87 R=-1/67 ひび割れ図

R=1/67 ②



写真 5.2.4-83 R=1/67②損傷写真



図 5.2.4-88 R=1/67②ひび割れ図

R=-1/67 ②



写真 5.2.4-84 R=-1/67②損傷写真



図 5.2.4-89 R=-1/67②ひび割れ図

R=1/50 ①



写真 5.2.4-85 R=1/50 損傷写真



図 5.2.4-90 R=1/50 ひび割れ図

R=-1/50 ①



写真 5.2.4-86 R=-1/50 損傷写真



図 5.2.4-91 R=-1/50 ひび割れ図

R=1/50 ②



写真 5.2.4-87 R=1/50②損傷写真



図 5.2.4-92 R=1/50②ひび割れ図

R=-1/50 ②



写真 5.2.4-88 R=-1/50②損傷写真



図 5.2.4-93 R=-1/50②ひび割れ図

R=1/33 ①



写真 5.2.4-89 R=1/33 損傷写真



図 5.2.4-94 R=1/33 ひび割れ図

R=-1/33 ①



写真 5.2.4-90 R=-1/33 損傷写真



図 5.2.4-95 R=-1/33 ひび割れ図

R=1/33 ②



写真 5.2.4-91 R=1/33②損傷写真



図 5.2.4-96 R=1/33②ひび割れ図

R=-1/33 ②



写真 5.2.4-92 R=-1/33②損傷写真



図 5.2.4-97 R=-1/33②ひび割れ図
5.2.4.2.4. 試験体 No.4 全景写真・ひび割れ図

R=1/1600



写真 5.2.4-93 R=1/1600 損傷写真



R=-1/1600





R=1/800



写真 5.2.4-95 R=1/800 損傷写真



図 5.2.4-100 R=1/800 ひび割れ図

R=-1/800



写真 5.2.4-96 R=-1/800 損傷写真



図 5.2.4-101 R=-1/800 ひび割れ図

R=1/400 ①



写真 5.2.4-97 R=1/400 損傷写真



図 5.2.4-102 R=1/400 ひび割れ図

R=-1/400 ①



写真 5.2.4-98 R=-1/400 損傷写真



図 5.2.4-103 R=-1/400 ひび割れ図

R=1/400 ②



写真 5.2.4-99 R=1/400②損傷写真



図 5.2.4-104 R=1/400②ひび割れ図

R=-1/400 ②



写真 5.2.4-100 R=-1/400②損傷写真



図 5.2.4-105 R=-1/400②ひび割れ図

R=1/200 ①



写真 5.2.4-101 R=1/200 損傷写真



図 5.2.4-106 R=1/200 ひび割れ図

R=-1/200 ①



写真 5.2.4-102 R=-1/200 損傷写真



図 5.2.4-107 R=-1/200 ひび割れ図

R=1/200 ②



写真 5.2.4-103 R=1/200②損傷写真



図 5.2.4-108 R=1/200②ひび割れ図

R=-1/200 ②



写真 5.2.4-104 R=-1/200②損傷写真



図 5.2.4-109 R=-1/200②ひび割れ図

R=1/133 ①



写真 5.2.4-105 R=1/133 損傷写真



図 5.2.4-110 R=1/133 ひび割れ図

R=-1/133 ①



写真 5.2.4-106 R=-1/133 損傷写真



図 5.2.4-111 R=-1/133 ひび割れ図

R=1/133 ②



写真 5.2.4-107 R=1/133②損傷写真



図 5.2.4-112 R=1/133②ひび割れ図

R=-1/133 ②



写真 5.2.4-108 R=-1/133②損傷写真



図 5.2.4-113 R=-1/133②ひび割れ図

R=1/100 ①



写真 5.2.4-109 R=1/100 損傷写真



図 5.2.4-114 R=1/100 ひび割れ図

R=-1/100 ①



写真 5.2.4-110 R=-1/100 損傷写真



図 5.2.4-115 R=-1/10 ひび割れ図

R=1/100 ②



写真 5.2.4-111 R=1/100②損傷写真



図 5.2.4-116 R=1/100②ひび割れ図

R=-1/100 ②



写真 5.2.4-112 R=-1/100②損傷写真



図 5.2.4-117 R=-1/100②ひび割れ図

R=1/67 ①



写真 5.2.4-113 R=1/67 損傷写真



図 5.2.4-118 R=1/67 ひび割れ図

R=-1/67 ①



写真 5.2.4-114 R=-1/67 損傷写真



図 5.2.4-119 R=-1/67 ひび割れ図

R=1/67 ②



図 5.2.4-120 R=1/67②ひび割れ図

R=-1/67 ②





図 5.2.4-121 R=-1/67②ひび割れ図

R=1/50 ①



写真 5.2.4-117 R=1/50 損傷写真



図 5.2.4-122 R=1/50 ひび割れ図

R=-1/50 ①



写真 5.2.4-118 R=-1/50 損傷写真



図 5.2.4-123 R=-1/50 ひび割れ図

R=1/50 ②



写真 5.2.4-119 R=1/50②損傷写真



図 5.2.4-124 R=1/50②ひび割れ図

R=-1/50 ②



写真 5.2.4-120 R=-1/50②損傷写真



図 5.2.4-125 R=-1/50②ひび割れ図





写真 5.2.4-121 R=1/33 損傷写真



図 5.2.4-126 R=1/33 ひび割れ図





写真 5.2.4-122 R=-1/33 損傷写真



図 5.2.4-127 R=-1/33 ひび割れ図

5.2.4.3. ひび割れ幅の推移

各サイクルにおける最大ひび割れ幅の推移を以下に示す。試験体 No.1, 試験体 No.2 は曲げひび割れとせん断ひび割れを区別して計測しておらず, 試験体 No.3, 試験体 No.4 は曲げひび割れとせん断ひび割れを区別して計測した。

5.2.4.3.1. 試験体 No.1

試験体 No.1 の各サイクルにおける最大ひび割れ幅の推移を示す。



図 5.2.4-130 ひび割れ幅推移比較(縦軸最大値 2mm)

5.2.4.3.2. 試験体 No.2

試験体 No.2 の各サイクルにおける最大ひび割れ幅の推移を示す。



5.2.4.3.3. 試験体 No.3

試験体 No.3 の各サイクルにおける最大曲げひび割れ幅の推移を図 5.2.4-134 から図 5.2.4-136 に、せん断ひび割れ幅の推移を図 5.2.4-137 から図 5.2.4-139 に示す。



図 5.2.4-136 曲げひび割れ幅推移比較(縦軸最大値 2mm)



図 5.2.4-139 せん断ひび割れ幅推移比較(縦軸最大値 2mm)

5.2.4.3.4. 試験体 No.4

試験体 No.3 の各サイクルにおける最大曲げひび割れ幅の推移を図 5.2.4-140 から図 5.2.4-142 に, せん断ひび割れ幅の推移を図 5.2.4-143 から図 5.2.4-145 に示す。



図 5.2.4-142 曲げひび割れ幅推移比較(縦軸最大値 2mm)



図 5.2.4-145 せん断ひび割れ幅推移比較(縦軸最大値 2mm)
5.2.5. 実験に基づく考察

5.2.5.1. あと施エアンカーの検討

以下に既往の文献に即して試験体 No.2 と試験体 No.3 の継手長さと定着長さを検討 する。

図 5.2.5-1 に試験体情報を示す。





5.2.5.1.1. 既往の文献による継手長さの検討

RC 規準^{5.2.5-2)} による重ね継手に関する記載を以下に,表 5.2.5-1~3 に,許容付着応力度,付着割裂の規準となる強度,鉄筋の許容応力度を示す。

- 1) D35 以上の鉄筋には原則として重ね継手を用いない。
- 鉄筋の重ね継手は、部材応力ならびに鉄筋存在応力度の小さい箇所に設けることとし、同一断面で全引張鉄筋の継手(全数継手)としないことを原則とする。
- 曲げ補強鉄筋の重ね継手長さは、以下の各項を満足するように設定する。ただし、
 200mm および鉄筋径の 20 倍を下回る継手長さとしてはならない。
 - 重ね継手の長期荷重に対する使用性確保や短期荷重に対する損傷制御のための検討は、引張鉄筋に対しては式(5.2.5-1)により、圧縮鉄筋に対しては式 (5.2.5-2)により行う。

$$\frac{\sigma_t \cdot d_b}{4l} \le f_a \tag{5.2.5-1}$$

$$\frac{\sigma_c \cdot d_b}{4l} \le 1.5 f_a \tag{5.2.5-2}$$

② 重ね継手の大地震動に対する安全性確保のための検討は、式(5.2.5-3)による。 ただし、補正係数Kの算定では、鉄筋間のあきの最小値は相互の鉄筋が密着 しない場合でも密着した継手と考えて係数Cを求め、鉄筋本数Nは想定さ れる付着割裂面における全鉄筋本数から継手組数を減じた値とする。なお、 付着割裂強度に基づく計算によって重ね継手長さを定める場合、ならびに曲 げ降伏を生じるおそれのない曲げ補強鉄筋(D25以下に限る)の重ね継手を 存在応力度の小さい箇所に設ける場合は、下式によらなくてもよい。

$$\frac{\sigma_y \cdot d_b}{4l} \le K \cdot f_b \tag{5.2.5-3}$$

ここで

l:継手の重ね長さ,鉄筋端に標準フックを設ける場合には,フックを除いた長さとする。(mm)

 σ_t : 引張鉄筋の継手部分の最大存在応力度で,鉄筋端に標準フックを設ける 場合には,その値の 2/3 倍とすることができる。(N/mm²)

 σ_c : 圧縮鉄筋の継手部分の最大存在応力度 (N/mm²)

 $\sigma_y: 引張鉄筋の継手部分の降伏強度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合に$ $はその値の 2/3 倍とすることができる <math>(N/mm^2)$

d_b:曲げ補強鉄筋径で,異形鉄筋では呼び名の数値とする。(mm)

 f_a :許容付着応力度で,鉄筋の位置にかかわらず表 5.2.5-1 の上端筋に対する 値を用いる。(N/mm²)

K:鉄筋配置と横補強筋による修正係数で、式(5.2.5-4)による。

$$K = 0.3 \cdot \left(\frac{c+w}{d_h}\right) + 0.4 \le 2.5 \tag{5.2.5-4}$$

f_b:付着割裂の基準となる強度で,表 5.2.5-2 による。

C: 付着検定断面位置における鉄筋間のあき,または最小かぶり厚さの3倍のうちの小さい方の数値で,5d_a以下とする。

W:付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで、2.5db以下とする。

 $\left(=80\frac{A_{st}}{sN}\right)$

A_{st}:当該鉄筋列の想定される付着割裂面を横切る1組の横補強筋全断面積。
 S:1組の横補強筋の間隔。

N:当該鉄筋列の想定される付着割裂面における鉄筋本数。

- 重ね継手は、曲げひび割れが継手筋に沿って生じるような部位に設けてはならない。
- 5) 溶接金網の重ね継手は、重ね長さを最外端の横筋間で測った距離とし、横筋間隔 に 50mm を加えた長さ以上かつ 150mm 以上とする。

表 5.2.5-1 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度 fa (N/mm²)

	長期					
	上端筋 その他の鉄筋		A			
異形鉄筋	Fc/15かつ	Fc/10かつ	長期に対			
	(0.9+2Fc/75)以下	(1.35+Fc/25)以下	する値の			
丸鋼	4Fc/100かつ0.9以下	6Fc/100かつ1.35以下	1.5倍			

表 5.2.5-2 付着割裂の基準となる強度 fb (N/mm²)

	安全性確保のための検討			
	上端筋	その他の鉄筋		
普通コンクリート	0.8×(Fc/40+0.9)	Fc/40+0.9		
軽量コンクリート	普通コンクリートに対する値の0.8倍			

表 5.2.5-3 鉄筋の許容応力度(N/mm²)

	長期		短期			
	引張および圧縮	せん断補強	引張および圧縮	せん断補強		
SR235	155	155	235	235		
SR295	155	195	295	295		
SD295AおよびB	195	195	295	295		
SD345	215(*195)	195	345	345		
SD390	215(*195)	195	390	390		
SD490	215(*195)	195	490	490		
溶接金網	195	195	**295	295		
[注] *D29以上の太さの鉄筋に対しては()内の数値とする。						
**スラブ筋	として引張鉄筋に月	用いる場合に	限る。			

上記に従い検討を行う。

[試験体 No.2 において]

A) 大地震時の安全性確保の検討 式(5.2.5-4)における係数 C は次の通り。 $C=min(104mm, 42mm \times 3, 16mm \times 5)$ =80mm また式(5.2.5-4)における係数 W は次の通り。 $W = min (80 \frac{A_{st}}{sN}, 2.5d_b)$ $= min (80 \frac{201}{200 \cdot 1}, 2.5 \cdot 16)$ =40mm

$$K \leq 2.5$$
でなければならないので $K = 2.5$ とする。
 $\sigma_y = 384.2, \ d_b = 16, \ f_b = 36.3/40 + 0.9 = 1.8$
よって必要継手長さは式(5.2.5-3)を変形すると

 $l \ge \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4K \cdot f_b} = \frac{384.2 \cdot 16}{4 \cdot 2.5 \cdot 1.8} = 341.5$ mm

 B) 重ね継手の長期荷重に対する使用性確保や短期荷重に対する損傷制御のための 検討
 引張鉄筋(短期)に関して
 式(5.2.5-1)を変形して
 l≥ <u>σt db</u> 4 fa となる。

また, $\sigma_t = 345(表 5.2.5-3 ょり), d_b = 16, f_a = 0.9 + 2 \cdot 36.3/75 = 2.80(表 5.2.5-1 より)$

よって

 $l \ge 492.9$ mm

圧縮鉄筋(短期)に関して 式(5.2.5-2)を変形して

 $l \geq \frac{\sigma_c \cdot d_b}{1.5 \cdot 4 \cdot f_a} \ \ b \not \simeq \mathcal{Z}_{\circ}$

また, $\sigma_c = 345$ (表 5.2.5-3 より), $d_a = 16$, $f_a = 0.9 + 2 \cdot 36.3/75 = 2.80$ (表 5.2.5-1 より)

よって

 $l \ge 328.6$ mm

[試験体 No.3 において]

A) 大地震時の安全性確保の検討

式(5.2.5-4)における係数 C は次の通り。

*=80*mm

$$W = min (80 \frac{A_{st}}{sN}, 2.5d_b)$$

= min (80 $\frac{201}{200 \cdot 1}$, 2.5 \cdot 16)
=40mm

したがって,
$$K=2.65$$

 $K \le 2.5$ より $K=2.5$ とする。
 $\sigma_y = 384.2, \ d_b = 16, \ f_b = 34.5/40 + 0.9 = 1.84$
よって必要継手長さは式(5.2.5-3)を変形すると

 $l \ge \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4K \cdot f_b} = \frac{384.2 \cdot 16}{4 \cdot 2.5 \cdot 1.84} = 334.1$ mm

B) 重ね継手の長期荷重に対する使用性確保や短期荷重に対する損傷制御のための 検討

引張鉄筋(短期)に関して

式 5.2.5-1)を変形して

 $l \geq \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} \geq t_a \delta_o$

また, $\sigma_t = 345(表 5.2.5-3 ょり), d_b = 16, f_a = 0.9 + 2 \cdot 37.5/75 = 2.85(表 5.2.5-1 より)$

圧縮鉄筋(短期)に関して

式(5.2.5-2)を変形して

また, $\sigma_c = 345$ (表 5.2.5-3 より), $d_a = 16$, $f_a = 0.9 + 2 \cdot 36.3/75 = 2.85$ (表 5.2.5-1 より)

よって

 $l \geq 322.8$ mm

*1 鉄筋の重ね継手は部材応力および鉄筋応力度の小さい箇所に設けることを原則 とし、同一断面で全引張鉄筋の継手(全数継手)とすることを避けるのが原則であ る。一方、施工の省力化、合理化の要求から梁端部位置の重ね継手や、全数継手 の可能性に関する研究が蓄積され、これらの要求に応えられることが最近の研究 で示されており、1991 年版の規準で認められていなかった全数継手, D29 や D32 などの太径鉄筋,梁端部ヒンジ域での重ね継手を許容する指針(案)^{5.2.5-3)}が刊行さ れるに至っている。したがって、全数継手の要求に対してはこの指針(案)^{5.2.5-3)}に よって設計するのがよいが、以下に示す同指針(案)^{5.2.5-3)}の構造規定を同時に満足 させることを条件に、式(5.2.5-3)を満足するように定めた付着長さを、全数重ね 継手とする場合の必要継手長さとしてもよい。

(重ね継手の全数継手設計指針(案)5.2.5-3)の規定)

- ・梁,柱の主筋を同一断面で全数継手とする場合には、せん断補強筋比 0.4%以上の横補強筋を重ね継手領域に主筋径の 5 倍以下の間隔で配置する。
- ・梁端部の降伏ヒンジとなる部位に全数継手を設ける場合には、梁端部断面から 有効せいの領域にある重ね継手長さ、その半分の長さのみ継手長さに有効と考 える。さらに、0.7%以上の横補強筋を主筋径の5倍以下の間隔で配し、すべての継手を直接拘束する。
- ・全数継手は、柱のヒンジ領域ならびに柱梁接合部内に設けてはならない。

5.2.5.1.2. 既往の文献による定着長さの検討

5.2.5.1.2.1. 既往の文献による検討

1) RC 規準^{5.2.5-2)} による場合

RC 規準における定着長さに関する記載を以下に示す。 定着破壊に対する安全性の確保を目標とし,異形鉄筋の仕口への定着を対象とす る。異形鉄筋の仕口への定着は,式(5.2.5-5)により必要定着長さ*l*_{ab}以上の定着長 さ*l*_aを確保する。

 $l_a \ge l_{ab}$ (5.2.5-5) 直線定着する場合の定着長さ l_a は、定着起点から当該鉄筋端までの長さとする。 異形鉄筋による引張鉄筋の必要定着長さ l_{ab} は、式(5.2.5-6)により算定する。

$$l_{ab} = \alpha \frac{s \cdot \sigma_t \cdot d_b}{10 \cdot f_b} \tag{5.2.5-6}$$

ここで

 $f_b: 付着割裂の基準となる強度で、表 5.2.5-2 のうちその他の鉄筋の数値(N/mm²)$ $<math>\sigma_t: 仕口面における鉄筋の応力度。当該鉄筋の短期許容応力度を用いることを原$ 則とする。(N/mm²)

db: 異形鉄筋の呼び名に用いた数値(mm)

α: 横補強筋で拘束されたコア内に定着する場合は 1.0, それ以外は 1.25 とする。
 S: 必要定着長さの修正係数で,表 5.2.5-5 による。

種類	S			
	耐震	部材	1.25	
古線完善	非耐雪如林	片持ち形式	1.25	
旦冰足 / 自	升刚辰叩们	上記以外	1.0	
	その他	1.0		
	耐震	0.7		
標準フックまたは	非耐雪如林	片持ち形式	0.7	
信頼できる機械式定着具	升时辰即何	上記以外	05	
	その他の部材		0.5	

表 5.2.5-5 必要定着長さの修正係数

上記に従い検討を行う。

 $f_b = \frac{36.5}{40} + 0.9 = 1.81, \quad \sigma_t = 345, \quad d_b = 16, \quad \alpha = 1.0, \quad S = 1.25 (\pm 5.2.5 \pm 9)$

よって(6)式を用いて $l_{ab} = 1.0 \cdot \frac{1.25 \cdot 345 \cdot 16}{10 \cdot 1.81} = 381.2 \text{mm} \rightarrow 381.2 \text{mm}$ 以上確保できていればよい。

2) 各種合成構造設計指針案 5.2.5-4) による場合

各種合成構造設計指針案における有効埋め込み長さに関する記載を以下に示 す。

接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さしは式(5.2.5-7)による

$$l_e \ge \frac{\sigma_{pa} \cdot d_a}{4 \cdot \tau_a} \tag{5.2.5-7}$$

ここで

 $s\sigma_{pa}$:接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さを算定する場合の引張強度で $s\sigma_{pa} = s\sigma_{y}$ とする。(N/mm²) σ_{y} :接着系アンカーボルトの規格降伏点強度(N/mm²) d_{a} :接着系アンカーボルトの径(mm) l_{e} :有効埋め込み長さ(mm)

 τ_a : へりあきおよびアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度で式(5.2.5-8)による。(N/mm²)

 $\tau_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot t_{bava}$

(5.2.5-8)

 α_n : へりあきおよびアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数であり、式(5.2.5-9)による(n=1,2,3).最も小さい寸法となる3面までを考慮する。

$$\alpha_n = 0.5 \times \left(\frac{c_n}{l_e}\right) + 0.5 \tag{5.2.5-9}$$

ただし, $\binom{c_n}{l_e} \ge 1.0$ の場合は $\binom{c_n}{l_e} = 1, l_e \ge 10d_a$ の場合は $l_e = 10d_a$ とする。

 t_{bavg} :接着系アンカーボルトの基本平均付着強度であり、アンカー接着部の接着剤がカプセル方式で有機系の場合は $10\sqrt{F_c/21}$ とし、その他のアンカーボルトは接着系および充填方式により表 5.2.5-6 に示す値とする。ただし、軽量コンクリートを用いる場合は、それぞれの 80%とした同表の値を用いるものとする。(N/mm²)



	カプセ	注入方式	
	有機系	無機系	有機系
普通コンクリート	10√(Fc/21)	5√(Fc/21)	7√(Fc/21)
軽量コンクリート	8√(Fc/21)	4√(Fc/21)	5.6√(Fc/21)

表 5.2.5-6 接着系アンカーの基本平均付着強度t_{bavg}(N/mm²)

上記の方法で埋め込み長さを求める

[試験体 No.2 において] $s\sigma_y = 384.2, F_c = 36.3, d_a = 16, C_1 = 290, C_2 = 310, \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1, \tau_a = 9.20$ 式(5.2.5-7)により

 $l_e \ge \frac{384.2 \cdot 16}{4 \cdot 9.20} = 167.0 \text{ mm}$

[試験体 No.3 において]

 $s\sigma_y = 384.2, F_c = 36.3, d_a = 16, C_1 = 225, C_3 = 576, \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 1, \tau_a = 9.35$ 式(5.2.5-7)により

 $l_e \ge \frac{384.2 \cdot 16}{4 \cdot 9.35} = 164.4 \text{ mm}$

5.2.5.1.2.2. 付着強度による検討

試験体の鉄筋に取り付けたひずみゲージから得られたデータを使用し検討を行っ た。ひずみゲージ取り付け位置に関しては 5.2.3 を参照されたい。

引き抜き試験概要

試験体 No.2 と試験体 No.3 のスタブにそれぞれ埋め込まれたアンカー筋3種類(図 5.2.5-4)とシリンダーに埋め込まれたアンカー筋2種類(図 5.2.5-5)の計5体の引き抜き 試験をおこなった。



アンカー筋



図 5.2.5-4 スタブに埋め込まれた 図 5.2.5-5 シリンダーに埋め込まれた アンカー筋

シリンダーについては、直径 10cm の通常のシリンダーとし、使用した鉄筋は D13(SD785)で埋め込み深さは 5da(65mm)とした。こてならしをした面にアンカー筋を 施工しており、平滑度が懸念されたためその面にモルタルを打設した。

図 5.2.5-6 から図 5.2.5-10 に引き抜き試験結果を示す。シリンダーの試験結果はスタブの試験結果よりも高い荷重となった。





図 5.2.5-6 シリンダー(S-2)試験結果

図 5.2.5-7 シリンダー(S-3)試験結果



図 5.2.5-8 スタブ(W-1)試験結果



図 5.2.5-9 スタブ(W-2)試験結果



図 5.2.5-10 スタブ(W-3)試験結果

それぞれの試験体における付着応力の算定結果を表 5.2.5-7 に示す。シリンダー試験体では、スタブ試験体よりも、最大の付着応力度が高い。なお、付着応力度は、 付着応力 = 荷重/(π ・鉄筋径・埋め込み深さ) で算定した。

試験体	名	S-2	S-3	W-2	W-3	W-4	アンカー筋	寸着応力度	
付着応	力度	25.5	27.3	20.7	20.0	21 /	試験体名	シリンダー	スタブ
(N/m	m²)	20.0	21.5	20.7	20.5	21.4	付着応力度(N/mm ²)	26.4	21.0

表 5.2.5-7 算定した付着応力度と平均値

以下に各試験体のひずみ分布を示す。なお、黒線がサイクル1回目、緑線がサイク ル2回目、赤線が鉄筋降伏ひずみを示している。

試験体 No.2 のひずみ分布を図 5.2.5-11 から図 5.2.5-16 に示す。1/400 サイクルで降伏 ひずみに達した。



試験体 No.3 のひずみ分布を図 5.2.5-17 から図 5.2.5-24 に示す。1/133 サイクルで降伏ひずみに達した。







図 5.2.5-18 1/800



図 5.2.5-19 1/40012



⊠ 5.2.5-20 1/200①②



⊠ 5.2.5-21 1/133①②



図 5.2.5-23 1/67①②



⊠ 5.2.5-22 1/100①②



⊠ 5.2.5-24 1/50①②

試験体 No.4 のひずみ分布を図 5.2.5-25 から図 5.2.5-32 に示す。1/200 サイクルで降伏ひずみに達した。







図 5.2.5-26 1/800



図 5.2.5-27 1/40012



⊠ 5.2.5-28 1/200①②



⊠ 5.2.5-29 1/133①②



⊠ 5.2.5-31 1/67①②



図 5.2.5-30 1/100①②



⊠ 5.2.5-32 1/50①②

以下に付着応力度算定の概要を示す。

試験体には接着系あと施工アンカー(エポキシ樹脂,注入式,コアドリル穿孔)が 採用されているため,付着面積を,鉄筋外周(直径16mm)とした場合で検討を行う。 付着応力実験値は,応力ひずみ関係を鉄筋材料試験値に基づくバイリニア型と仮定し, 各計測位置でのひずみ履歴から応力に換算し,応力差から算定した。



図 2.1.5-33 ひずみゲージ貼り付け位置

τ₁τ₂:付着応力度 (N/mm²)

$$\tau_1 = \frac{T_1 - T_2}{\pi D L_1} \qquad \tau_2 = \frac{T_2 - T_3}{\pi D L_2}$$

 $T_i: T_i$ 地点での引張力= $E_s A \mu_i$ (N) $E_s: 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)$ $\mu_i: 鉄筋の歪み (\mu)$ A: 鉄筋断面積 (mm²)D: 鉄筋の周長 (mm) $L_1 L_2: 定着長さ=80 (mm)$ あと施工アンカー埋め込み部分の正載荷ピーク時の付着応力分布(R=1/1600~1/100)を示す。

試験体 No.2



図 5.2.5-38 付着応力度分布



試験体 No.3



試験体 No.4



図 5.2.5-51 付着応力度分布

図 5.2.5-50 付着応力度分布

試験体 No.2 および試験体 No.4 の正載荷ピーク時のアンカー筋の付着応力分布 (R=1/800~1/133)を示す。また,同図中に付着応力強度確認用に下スタブに別途打設し たあと施工アンカー単体の拘束引張試験結果を点線で示す。



図 5.2.5-52 アンカー筋の付着応力分布

図より補強部と既存部の境界付近に比較的大きな付着応力が確認でき,壁梁内にア ンカー筋を打設した No.4 においても付着が有効に働いていることが確認できた。ま た,いずれも付着応力は付着強度に到達しておらず,付着破壊は生じていないものと 推察される。したがって,曲げ補強筋に接着系あと施工アンカー(エポキシ樹脂,注 入式,コアドリル穿孔)を適用することは有効であるといえる。

5.2.5.2. 荷重変形関係の骨格曲線および剛性低下率の精度評価

5.2.5.2.1. 剛性·耐力算定方法

試験体の剛性・耐力等の骨格曲線は,補強部と直交壁側を柱と見立て,耐力壁の剛 性・耐力算定法を適用して,評価した。

初期剛性

曲げ初期剛性

$$K_f = \frac{3E_c I}{L} [N/mm] ((反曲点比 1.0))$$
 (5.2.5-9)

E_c:コンクリートのヤング係数[N/mm²] *I*:断面二次モーメント(有筋)[mm⁴] *L*:部材長さ[mm]

せん断初期剛性

$$K_s = \frac{GA}{\kappa L} [\text{N/mm}] \tag{5.2.5-10}$$

$$G:$$
 せん断弾性係数[N/mm²]で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ とする。

$$\begin{aligned} A: 部材断面積[mm2]\\ L: 部材長さ[mm]\\ E_{C}: コンクリートのヤング係数[N/mm2]\\ \nu: ポアソン比(=0.2)\\ \kappa: せん断形状係数\\ \kappa &= \frac{72(1+2\alpha\beta)}{(1+2\alpha\beta^{3}+6\alpha\beta(1+\beta)^{2})^{2}} \cdot \left(\frac{8}{15}\alpha\left(\beta+\frac{1}{2}\right)^{5} - \frac{1}{2}\alpha(1-\alpha)\left(\beta+\frac{1}{2}\right)^{4} + \frac{1}{4}\alpha(1-\alpha)\left(\beta+\frac{1}{2}\right)^{2} + \frac{1}{4}(1-\alpha)\left(\frac{1}{15} - \frac{1}{8}\alpha\right) \right) \end{aligned}$$
(5.2.5-11)

$$\alpha = \frac{b}{t_w} \tag{5.2.5-12}$$

$$\beta = \frac{D}{l_w} \tag{5.2.5-13}$$

t_w:耐力壁の壁厚(mm)

*l*_w:壁板の内法長さ(mm)

D, **b**: それぞれ直交壁の幅と長さ(mm)(ΣDは耐力壁に取り付くすべての直交壁の幅の 合計)

初期剛性・曲げ、せん断考慮

$$K_0 = \frac{1}{\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_s}}$$
 [N/mm] (5.2.5-14)
ひび割れ強度
曲げひび割れ強度
*鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準 (案) ^{5.2.5-5)}より

$$M_c = (0.56\sqrt{\sigma_B} + \sigma_o)Z_e \quad [\text{N·mm}]$$
(5.2.5-15)

 $\sigma_0: 軸方向応力度(全断面積に対する値:圧縮を正) [N/mm²]$ $<math>\sigma_B: コンクリートの圧縮強度[N/mm²]$ $Z_e: 鉄筋を考慮した壁板の等価断面係数[mm³]$

せん断ひび割れ強度

*鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案) 5.2.5-5)より

$${}_{s}Q_{cr} = \frac{{}_{s}\tau_{cr}t_{w}l_{w}}{\kappa_{s}} \quad [N]$$
(5.2.5-16)

s^τcr: せん断ひび割れ発生時せん断応力度[N/mm²]で次式による。

$${}_{s}\tau_{cr} = \sqrt{{}_{s}o_{t}^{2} + {}_{s}o_{t} \cdot \sigma_{o}} \quad [\text{N/mm}^{2}]$$
(5.2.5-17)

 σ_t : コンクリート引張強度で次式による。

$$s\sigma_t = 0.33\sqrt{F_c}$$
 [N/mm²]
 κ : せん断の形状係数で、次式による。

$$\kappa = \frac{3(1+u)\{1-u^2(1-\nu)\}}{4\{1-u^3(1-\nu)\}}$$
$$u = \frac{l'_w}{l'_w + \Sigma D_c}$$
$$\nu = \frac{t_w}{b}$$

*l*_w: 壁板の柱の内法長さ[mm]

 ΣD_c :壁に取り付く全ての柱せいの合計[mm]

- b: 直交壁側柱または補強側柱の幅[mm]
- ここでは安全側に見て形状係数が大きくなる補強側柱の幅をとった。
- $t_w: 壁厚[mm]$

剛性低下率

曲げ剛性低下率

曲げ剛性低下率算定の際には想定する応力状態を①引張縁から2列目主筋降伏時, ②引張縁から3列目縦筋降伏時の3パターンで検討する。

$$\alpha = \frac{{}_{w}{}^{M_{y}C_{n}}}{{}_{E_{c}I_{w}\varepsilon_{y}}}$$
(5.2.5-18)

- wMv:曲げモーメント算定の際に想定する応力状態は以下のいずれかとする。
- 1. 開口端部(補強端部)または直交壁側端部から2列目の縦筋降伏時の曲げモーメント[N·mm]
- 2. 開口端部(補強端部)または直交壁側端部から3列目の縦筋降伏時の曲げモーメント[N·mm]
- C_n: 弾性中立軸から鉄筋までの距離で以下のいずれかとする。
- 2. 補強部(補強端部)または直交壁側端部から3列目の縦筋降伏時の弾性中立論から補強部(補強端部)または直交壁側端部3列目の縦筋までの距離 (mm]
- ε_v:補強部(補強部)または直交壁側主筋の降伏ひずみ
- $E_c: コンクリートのヤング係数 [N/mm²]$
- *I*_w:断面二次モーメント [mm⁴]

せん断剛性低下率

$$\beta = \frac{0.46 p_w \sigma_y}{F_c} + 0.14 \tag{5.2.5-19}$$

 $p_w: 壁筋比$ $\sigma_y: 壁筋の降伏強度 N/mm^2]$ $F_c: コンクリートの圧縮強度[N/mm^2]$

終局強度

曲げ降伏強度

*靭性指針 5.2.5-6) に基づき精算法により算定

$$M_u = A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot d - A_{sg} \cdot \sigma_{sg} \cdot d_g - \sigma_{av} \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot X_n)^2 + Ng$$
(5.2.5-20)

せん断終局強度

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23}(F_c + 18)}{\sqrt{M/(QD) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad [N]$$
(5.2.5-21)

- p_{te} :等価引張鉄筋比 (%) $(=\frac{100a_t}{t_e \cdot d})$ σ_{wh} :横補強筋の降伏強度 (N/mm²) p_{wh} :横補強筋比 $(=\frac{a_w}{t_e \cdot s} \le 0.012)$ σ_0 :軸方向応力度 (N/mm²) t_e :壁厚(mm) j:応力中心間距離 $(=\frac{7}{8}d)$
- d : 0.95D (mm)

5.2.5.2.2 骨格曲線評価および剛性低下率の精度評価

骨格曲線の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。なお,A)からB)のパラメータは 曲げ剛性低下率算定の際に想定する応力状態である。パラメータによる第2折れ線の 勾配に着目し、本試験体における最適な曲げ剛性低下率の算定手法を検討したい。

試験体 No.1

試験体 No.1 の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。本試験体において,正側と 負側の両方向の載荷において引張縁から3本目の鉄筋の降伏を想定した場合の曲げ 剛性低下率がより実験値を精度よく評価することが確認された。

A) 曲げ剛性低下率:引張縁から2列目主筋降伏時曲げモーメントを使用した時



図 5.2.5-54 算定値と実験値の比較

B) 曲げ剛性低下率:引張縁から3列目縦筋降伏時曲げモーメント使用をした時



図 5.2.5-55 算定値と実験値の比較

耐力の精度を表 5.2.5-8 に示す。概ね評価ができた。

表 5.2.5-8 試験体 No.1 の耐力算定結果

試除休夕	载荷方向	実験値	算定值(kN)		精度
武败仲石	単以1円ノノ1円	(kN)	曲げ終局強度	せん断終局強度	実験値/算定値
No.1	正	113.2	94.0	184.8	1.2
	負	176.5	172.8	224.4	1.0

試験体 No.2

試験体 No.2 の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。本試験体において,正側載 荷では引張縁から3本目の鉄筋の降伏を想定した場合の曲げ剛性低下率が,負側載荷 では引張縁から3本目の鉄筋の降伏を想定した場合の曲げ剛性低下率がより実験値 を精度よく評価することが確認された。なお,引張縁から3本目の鉄筋の降伏を想定 した場合の曲げ剛性低下率を用いる場合が両方向の載荷を同時に概ね評価した。

A) 曲げ剛性低下率:引張縁から2列目主筋降伏時曲げモーメントを使用した時



図 5.2.5-57 算定値と実験値の比較



B) 曲げ剛性低下率:引張縁から3列目縦筋降伏時曲げモーメント使用をした時

図 5.2.5-58 算定値と実験値の比較

耐力の精度は表 5.2.5-9 に示す。概ね評価ができた。

表 5.2.5-9 試験体 No.2 の耐力算定結果

I	試驗休夕	載荷方向	実験値 算定値(kN)		精度	
	武歌中石 軋印 /		(kN)	曲げ終局強度	せん断終局強度	実験値/算定値
	No 2	正	111.7	85.0	191.2	1.3
	INO.Z	負	180.4	183.7	241.5	1.0

試験体 No.3

試験体 No.3 の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。本試験体において,正側と 負側の両方向の載荷において引張縁から3本目の鉄筋の降伏を想定した場合の曲げ 剛性低下率がより実験値を精度よく評価することが確認された。



A) 曲げ剛性低下率:引張縁から2列目主筋降伏時曲げモーメントを使用した時

図 5.2.5-60 算定値と実験値の比較



B) 曲げ剛性低下率:引張縁から3列目縦筋降伏時曲げモーメント使用をした時

図 5.2.5-61 算定値と実験値の比較

耐力の精度は表 5.2.5-10 に示す。概ね評価ができた。

表 5.2.5-10 試験体 No.3 の耐力算定結果

試驗休夕	載荷方向	実験値	算定値(kN)		精度
<u> </u>		(kN)	曲げ終局強度	せん断終局強度	実験値/算定値
No 2	正	181.4	172.0	261.2	1.1
10.5	負	182.9	191.7	248.3	1.0

試験体 No.4

試験体 No.3 の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。本試験体において,剛性に ついては正側と負側の両方向の載荷において引張縁から 3 本目の鉄筋の降伏を想定 した場合の曲げ剛性低下率が僅かに実験値を精度よく評価することが確認された。試 験体の耐力については正側と負側どちらも実験値を安全側に評価した。

A) 曲げ剛性低下率:引張縁から2列目主筋降伏時曲げモーメントを使用した時



図 5.2.5-63 算定値と実験値の比較



B) 曲げ剛性低下率:引張縁から3列目縦筋降伏時曲げモーメント使用をした時

図 5.2.5-64 算定値と実験値の比較

耐力の精度は表 5.2.5-11 に示す。正側は概ね評価ができた。

表 5.2.5-11 試験体 No.4 の耐力算定結果

封除休夕	载荷方向	実験値	実験値 算定値(kN)		精度
动败冲石	戦们刀凹	(kN)	曲げ終局強度	せん断終局強度	実験値/算定値
No 2	正	119.2	103.2	194.4	1.2
No.2	負	240.3	185.3	245.8	1.3

参考文献

- 5.2.5-1 日本建築学会:壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説, 2015
- 5.2.5-2 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 202.6
- 5.2.5-3 日本建築学会:重ね継手の全数継手設計指針(案)・同解説, 1996
- 5.2.5-4 日本建築学会:各種合成構造設計指針·同解説, 2010
- 5.2.5-5 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算基準(案)・同解説, 2010
- 5.2.5-6 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説, 1999

5.3 長辺耐力壁実験

5.3.1. 試験体概要

図 5.3.1-1 及び図 5.3.1-2 に各試験体の配筋図を、表 5.3.1-1 に各試験体の諸元を、表 5.3.1-2 にコンクリート材料試験結果を,表 5.3.1-3 に鉄筋の材料試験結果を示す。本 試験体は直交壁近傍に新設開口を設けた場合の長辺部(開口によって2枚に分かれた 壁の壁長が長い方)の壁を対象とし、試験体は TYPE-A が 2 体、TYPE-B が 1 体の計 3体とする。本試験体は既存の耐力壁に新設開口を設置することを想定しており、開 口部周辺のコンクリートをはつりベルトサンダーで目荒らしを行い、開口補強筋(曲 げ補強筋)を新たにあと施工アンカーを用いて設置し、コンクリートをあと打ちする ことで新設開口端部を補強することを想定している。それに加え、横方向あと施工ア ンカーを新設し既存部と新設開口補強部との縦方向のズレを拘束する。なおスタブに 打ち込むあと施工アンカーの埋め込み長さは 20da(da:アンカー径)とし、横方向あ と施工アンカーの埋め込み長さは15daとする。

TYPE-Aの2体に関しては後打ちした部分のコンクリート強度が異なる(設計強度 60N/mm²と 27N/mm²)。これは新設開口補強部のコンクリート強度をあげることでも う1方の試験体と比較し脆性的な破壊を避けることが可能かを検証するためである。 また TYPE-A と TYPE-B に関しては開口補強筋の本数と鉄筋径が異なる(TYPE-A は D16 を 3 本, TYPE-B は D19 を 2 本とする)。これは開口補強筋の本数を減らし鉄筋 径を大きくした場合でも,鉄筋の総断面積が同等であれば終局耐力が同一となるかの 検討を行う。





写真 5.3.1-1 既存部の目荒らし状況 写真 5.3.1-2 スタブの目荒らし状況



表 5.3.1-1 試	験体諸元
-------------	------

試験体名	TYPE-A1	TYPE-A2	TYPE-B
直交壁側柱断面(mm×mm)		500×180	
耐力壁厚(mm)		150	
耐力壁長さ(mm)		2620	
壁高さ(mm)		1800	
直交壁側柱主筋		D16(SD345)	
直交壁側柱帯筋	D10(SD295A)@200		
耐力壁既存部縦筋	D10(SD295A)@200		
耐力壁既存部横筋		D10(SD295A)@200)
耐力壁開口補強部横筋	D10(SD295A)@50		
耐力時間口補強部紛篩	2 D16(CD24E)		2-D19(SD345)
	1-D10(SD295A		
既存部コンクリート強度(N/mm ²)	18		
開口補強部コンクリート強度(N/mm²)	60	27	27

表 5.3.1-2 コンクリート材料試験結果

≣+	部位	ヤング係数	圧縮強度	引張強度
言式 局史 144		$(\times 10^3 \text{N/mm}^2)$	(N/mm^2)	(N/mm^2)
TYPE-A1	既存部	27.6	25.3	2.56
	補強部	31.1	66.8	2.80
	下スタブ	27.0	34.4	2.40
TYPE-A2 TYPE-B	既存部	27.6	25.3	2.56
	補強部	24.3	36.3	3.17
	下スタブ	27.0	34.4	2.40

表 5.3.1-3 鉄筋材料試験結果

鉄筋種類	ヤング係数	降伏強度	引張強度	降伏歪
	$(\times 10^3 \text{N/mm}^2)$	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(μ)
D10(SD295A)	181	356	487	1995
D16(SD345)	184	372	543	2064
D19(SD345)	179	373	554	2164

5.3.2. 加力計画

TYPE-A に関して,正負載荷は図 5.3.2-1 のように定義する。ただし TYPE-B に関し ては TYPE-A のジャッキの押し引きの正負を逆にする。載荷方式は所定の軸力(全断 面に対する軸力比 0.075)を作用させた状態での正負交番繰返載荷とし,反曲点高さは 1800 mmとする。載荷履歴は変形角 R=±1/1600, ±1/800 を 1 サイクルずつ,変形角 R=±1/400, ±1/200, ±1/133, ±1/100, ±1/67, ±1/50, ±1/33 を最大 2 サイクルずつ行う。



凶 5.5.2-1 加刀表直凶

5.3.3. 計測計画

5.3.3.1. 変位及びひずみ計測方法

計測状況として、図 5.3.3-1 に TYPE A1,2,B,のインサート歪みゲージ位置説明図を 示し、図 5.3.3-2 に垂直変位計計測位置説明図を示す。また、表 5.3.3-1 に鉄筋毎のひ ずみゲージの枚数を纏める。試験体の絶対変位は試験体の外側に計測用フレームを組 んで変位計を取り付け、試験体の標点に当てて計測した。試験体に生じる加力はジャ ッキに内蔵したロードセルにより計測した。





図 5.3.3-2 垂直変位計計測位置図

壁縦筋	6箇所×8段=64枚	
直交壁主筋	2箇所×8段=16枚	
マンカー佐	内側2本 各10枚	
	外側1本 12枚	
補強部主筋	2枚×2段=4枚	
柱帯筋	5枚	
壁横筋	2箇所×3段=6枚	
直交アンカー筋	5枚	
補強部内補強筋	8枚	

表 5.3.3-1 鉄筋毎ひずみゲージ枚数

5.3.3.2. ひび割れ計測方法

本実験では、ひび割れ計測方法として2つの計測方法を採用した。TYPE A1 及び TYPE B は人の目視によってひび割れを計測する方法(マニュアル計測)を用い、TYPE A2 はマニュアル計測と、高解像度カメラによる撮影にてひび割れを計測する方法(高 解像度写真計測)を用いた。図 5.3.3-3,4,5 に試験体毎の作業フローを示し、表 5.3.3-2 に試験体毎の計測方法の違いをまとめる。





TYPE A2 高解像度写真計測手法 マニュアル計測方法3 点群計測 1)試験体のグリッド名の決定 実験準備 リフレクターシールの貼り付け 機器の準備 2)OHPシートの作成 \downarrow \downarrow \downarrow 点群計測 1 クラックスケール貼り付け Ļ 写真撮影 実験 3)ひび割れ, OHPシートの記入 \downarrow ↓ 4)ひび割れ幅計測 Ļ 5)ひび割れ写真撮影 1 6)ひび割れ図作成 写真からひび割れ幅を計測 データ処理 計測値による歪みの算出 7)浮き・剥落面積の計算 マニュアル計測との比較

図 5.3.3-5 TYPE A2 各作業フロー

	TYPE A1	TYPE A2	TYPE B
グリッド名の決定			
OHPシートの作成	共通		×
ひび割れの記入	初期ひび割れ		初期ひび割れ
	載荷ピーク時の	初期ひび割れのみ記入	載荷ピーク時の
	ひび割れを記入		ひび割れを記入
特定の変形角での OHP記入	1/400~1/67 2サイクル目	1/400~1/133 2サイクル目	討 餘
	1/50 1サイクル目	1/100 1サイクル目	訓練で」時に
	負載荷除荷時に記入	負載荷除荷時に記入	利用のかられて
ひび割れ幅計測	グリッド4エリア毎で	グリッド4エリア毎で	全グリッド毎で
	最大ひび割れ幅を計測	最大ひび割れ幅を計測	最大ひび割れ幅を計測
ひび割れ写真撮影 (スナップ写真)	全グリッドを 除荷時に撮影	エリア毎の最大ひび割れ点を	- ケイロッドを
		計測したグリッドを	エノリノトで
		ピークかつ除荷時に撮影	
ひび割れ図作成	OHPシートと スナップ写真を用いて 全サイクル除荷時	OHPシートを用いて	
		1/400~1/133 2サイクル目	スナップ写真を用いて
		1/100 1サイクル目	全サイクルピーク時
		負載荷除荷時	
高解像度写真		~	1/1600 1サイクル目~
		^	1/200 2サイクル目除荷時

表 5.3.3-2 試験体毎の計測方法の違い

本実験における計測方法は、ピーク時に試験体にひび割れ記入とひび割れ幅計測を 行い、除荷時にひび割れ幅計測と OHP シートにひび割れを転写、ひび割れの写真撮 影を行う。実験終了後、データ処理にてひび割れ図作成、ひび割れ幅推移の算出を行 う。図 5.3.3-3,4,5 のマニュアル計測手順について、各項の内容と試験体毎の違いを以 下に詳細を示す。

1)試験体のグリッド名の決定 (全試験体共通)

本実験における計測方法は,発生したひび割れに対し OHP シートを当てるため, 多数の OHP シートを使用することとなる。そこで,載荷前に壁面に本実験で使用す る A4 サイズの OHP シートの寸法に合わせたグリッド線を記入する。以下の図 5.3.3-6 に試験体正面のグリッド番号とその位置を示す。青色の部分が直交壁部,緑色の部 分が耐力壁既存部,橙色が耐力壁新設部を示している。グリッドの振り分けは,基本 A4 サイズの横 297mm×縦 210mm とし,1列目の直交壁部は横 180mm,耐力壁既存部 は 2~8 列目は横 297mm で 9 列目は端数の横 166mm, 10~11 列目の耐力壁新設部は 横 187・188mm の半分に分割した。



図 5.3.3-6 試験体グリッド図面
2)OHP シートの作成

i) 試験体 TYPE-A1, TYPE-A2

試験体 TYPE-A1,TYPE-A2 では計測に使用する OHP シートの作成を行う。本実 験では要素1つに対して OHP シート1枚を使用した。要素と OHP シートの寸法が 一致していれば, A4 サイズの OHP シートをそのまま使用するが,要素の寸法が OHP シート寸法と異なる場合は,要素の寸法に合わせた線を OHP シートに記入し, 計測時はその線を壁面の実際の要素に合わせて計測を行う。また,シートの裏表や 上下が混乱しないように各シートには要素番号を記入する。

ii) 試験体 TYPE-B

試験体 TYPE-B では OHP シートを使用するのは剥落箇所を計測する場合のみで あり、この作業は行わない。

3)ひび割れ, OHP シートの記入

i) 試験体 TYPE-A1

油性マジックペンで試験体に直接ひび割れを記入する。軸力を加えた際にできる 初期ひび割れを記入,また載荷した際のピーク時にできたひび割れを記入する。こ の時,初期ひび割れは黒ペンを,正載荷は青ペンを,負載荷は赤ペンを用いる。た だし,除荷時の OHP シートを用いた計測の障害とならないよう,実際のひび割れ から少しずらして記入する。変形角 R=-1/400, -1/200, -1/133, -1/100, -1/67 の 2 サイ クル目の除荷時と変形角 R=-1/50 の 1 サイクル目の除荷時に,ひび割れが発生した 要素に対してその要素番号が記入した OHP シートを当て,シートの上からひび割 れをなぞったペンと同じ色の油性マジックペンでなぞる。記入ミスがあった場合は, 一般的に売られているエタノールを用いて訂正部分を消しひび割れを記入し直す (エタノールをキムワイプや綿棒などに染み込ませ訂正部分を拭けば消すことが 出来る)。また,ひび割れの増加や進展は同じシート上に書き足す。さらにコンクリ ートに浮きが発生した場合は斜線によるハッチング,剥落が発生した場合は両斜線 によるハッチングを緑ペンにて行う。

ii) 試験体 TYPE-A2

試験体 TYPE-A2 では軸力を加えた際にできる初期ひび割れのみを記入し, 試験 体へのその他のひび割れ記入は行わない。変形角 R=-1/400, -1/200, -1/133 の 2 サイ クル目の除荷時と変形角 R=-1/100 の 1 サイクル目の除荷時に, ひび割れが発生し た要素に対してその要素番号が記入した OHP シートを当て, シートの上からひび 割れを黒色の油性マジックペンでなぞる。記入ミスがあった場合は, 一般的に売ら れているエタノールを用いて訂正部分を消しひび割れを記入し直す (エタノールを キムワイプや綿棒などに染み込ませ訂正部分を拭けば消すことが出来る)。また, ひび割れの増加や進展は同じシート上に書き足す。さらにコンクリートに浮きが発 生した場合は斜線によるハッチング, 剥落が発生した場合は両斜線によるハッチン グを緑ペンにて行う。 iii) 試験体 TYPE-B

油性マジックペンで試験体に直接ひび割れを記入する。軸力を加えた際にできる 初期ひび割れを記入,また載荷した際のピーク時にできたひび割れを記入する。こ の時,初期ひび割れは黒ペンを,正載荷は青ペンを,負載荷は赤ペンを用いる。た だし,除荷時に行う OHP シートを用いた計測の障害とならないよう,実際のひび 割れから少しずらして記入する。

ひび割れを記入する際, ひび割れの近くに加力ステップを記入し, ひび割れが進 展した時は境界が分かるように印をつけてなぞり, 加力ステップを追加で記入する。 試験終了時に剥落が発生した要素に対しては別途 OHP シートを当て, シートの上 から剥落箇所の形状をトレースし内側は両斜線によるハッチングを緑ペンにて行 う。記入ミスがあった場合は, 一般的に売られているエタノールを用いて訂正部分 を消しひび割れを記入し直す (エタノールをキムワイプや綿棒などに染み込ませ訂 正部分を拭けば消すことが出来る)。

4)ひび割れ幅の計測

ひび割れはクラックスケールを用いて計測する。この時,計測した最大ひび割れ点 に印としてシールを貼る。また,本実験ではひび割れを曲げ及びせん断を区別して考 察するため,曲げ及びせん断ひび割れを区別する定義を作る必要がある。定義は 5.2 章と同様にR<30°なら曲げひび割れ,30°≦Rならせん断ひび割れと定義する。

i) 試験体 TYPE-A1

エリア 1~5, 6~11, 21~22, 24 内での最大ひび割れ点を,曲げ・せん断・スタブ 境界で1ヶ所ずつ計測する。

ii) 試験体 TYPE-A2

エリア 1~2, 3~5,6~8,9~11 内での最大ひび割れ点を,曲げ・せん断・スタブ境界で1ヶ所ずつ計測する。

iii) 試験体 TYPE-B

全グリッド毎に最大ひび割れ点を,曲げ・せん断・スタブ境界で1ヶ所ずつ計測 を行う。 5)ひび割れ写真撮影

本実験では変形角ごとのピーク時,除荷時ともに試験体全体の写真を定点で撮影し, これとは別に変形角ごとのピーク時に局部的な破壊の状態を写真に収める。これによ り変形角ごとの局部的な破壊性状を記録する。また本実験ではひび割れ図を作成する にあたり写真より作成するものと OHP より作成するものがあるため,グリッドごと にひび割れ図作成用の写真を撮影する。

i) 試験体 TYPE-A1

ひび割れ図を写真より作成するため各グリッドの写真を各加力サイクル除荷時 に撮影する。

ii) 試験体 TYPE-A2

4)ひび割れ幅の計測で計測した各エリアの最大ひび割れ点を、ピーク時と除荷時 に撮影する。

iii) 試験体 TYPE-B

ひび割れ図を写真より作成するため各グリッドの写真を各加力サイクルピーク 時に撮影する。

6)ひび割れ図作成

ベクター上に試験体のスナップ写真と OHP シートを取り込み,2 章と同様の方法 でひび割れ図を作成する。

i) 試験体 TYPE-A1

各加力サイクル除荷時に撮影したスナップ写真及び OHP シートを用いてひび割 れ図を2種類作成する。

ii) 試験体 TYPE-A2

OHP シートを用いてひび割れ図を作成する。

iii) 試験体 TYPE-B

各加力サイクル除荷時に撮影したスナップ写真を用いてひび割れ図を作成する。

7)浮き・剥落面積の計算

ベクターを用いて作成したひび割れ図より,2章と同様の方法で浮き・剥落の面積 を計測する。

i) 試験体 TYPE-A1

変形角 1/1600~1/800 の負載荷除荷時, 1/400~1/100 の 2 サイクル目負載荷除荷時の OHP シートより作成したひび割れ図を用いる。

ii) 試験体 TYPE-A2

変形角 1/1600~1/800・1/50 の負載荷除荷時, 1/400~1/67 の 2 サイクル目負載荷 除荷時の OHP シートより作成したひび割れ図を用いる。

iii) 試験体 TYPE-B

変形角 1/1600~1/800 の負載荷除荷時, 1/400~1/100 の 2 サイクル目負載荷除荷 時のスナップ写真より作成したひび割れ図を用いる。

5.3.3.3. 高解像度写真撮影手法

本実験では、高解像度カメラで撮影した写真を用いてひび割れ幅計測を行う。撮影 を行ったのは、変形角 1/1600~1/400 の2 サイクル目正載荷の除荷時・1/400 の2 サイ クル目負載荷~1/200 の2 サイクル目正載荷のピークと除荷時・1/200 の2 サイクル目 負載荷ピーク時である。また、撮影地点は試験体から約 7m 離れた地上階と、試験体 から約 16.5m 離れた 2 階廊下の 2 箇所とした(以下それぞれを地点 A・地点 B と呼称)。 以下の表 5.3.3-3,4,5 に撮影を行ったカメラのスペック・撮影精度・カメラ設定・撮影 環境を示し図 5.3.3-9,10 に上面から見た撮影概略図・横面から見た撮影概略図を示す。

表 5.3.3-3 カメラスペック

メーカー	PhaseOne		Schneider
カメラ機種名	iXU1000	VVXA	Kreuznach
センサーサイズ	53.4×40mm	LZZB	Schneider
画素数	11608×8708px		Kreuznach

表 5.3.3-4 撮影精度・カメラ設定

	A	В
撮影距離	7m	16.5m
分解能(壁面)	0.43mm/px	0.51mm/px
明 (照明有)	ISO:200 絞り: f /8 SS:1/8sec	ISO:200 絞り: f /8 SS:1/15sec
暗 (照明無)	SO:200 絞り: f /8 SS:1/4sec	

表 5.3.3-5 撮影環境

LED照明有		LED照明無し	
明	約 300 lux	暗	約 120 lux



図 5.3.3-9 上面から見た撮影概略図

図 5.3.3-10 横面から見た撮影概略図

A は人が近くから撮影することを想定しており, B はドローンにカメラを積んで撮影することを想定している。ドローンにカメラを搭載して撮影する場合,振動による ブレの影響を無くす為1/800sec 以下のシャッタースピードが必要となり,また,被写 界深度(ピントが合う距離幅)を5m 以下にする為には,この解像度においては少なく ともf/11 以上(より暗くなる)にする必要がある。

今回,照明有の状態でも300lux程度の明るさだった。これは「30W蛍光灯2灯使用 八畳間」の明るさとされており、写真撮影においてはまだ暗い環境と言える。屋外晴 天時は、100,000lux程度であり、曇りでも屋外は25,000lux程度の明るさとなる。解像 度が高ければ高いほど、被写界深度は浅くなる為、今回のような1mm/px以下の高解 像度撮影においては、25,000lux以上の照度が必要となる。

今回は、三脚を利用した撮影の為、シャッタースピードを遅くすることができ、こ れにより画像の明るさを確保することができた。

Aの撮影では、シャッタースピードを変化させており、明暗両方の環境において適 正露出で撮影している。

Bの撮影では、明の時に適正露出となるシャッタースピードのまま暗も撮影している。B暗の画像は、後処理により明るく補正しており、少しノイズが乗っている。解像度は明と同じでクラックを発見することはできるが、明に比べてのっぺりとした画像となる。

0.4 mm/px の解像度とは、0.1 mm幅のひび割れを十分に検知できる解像度と考えられており、近接目視と同等の解像度となる。

以下の写真 5.3.3-1,2 に地点 A・B での撮影風景の写真を示す。



写真 5.3.3-1 地点 A 撮影風景



写真 5.3.3-2 地点 B 撮影風景

5.3.4. 実験結果

5.3.4.1. 破壊経過

TYPE-A1

正載荷時せん断力 Q=112.2kN, 負載荷時 Q=-350kN で曲げひび割れが直交壁端部と 耐力壁端部に発生し, せん断ひび割れは R=±0.06%で確認し, 負載荷側のせん断ひび 割れはその後も増加し続けた。正載荷側では R=0.73%で最大耐力 749.7kN に達した。 負載荷側では R=-0.73%で最大耐力-1175kN を迎えた。その後, R=-2.00%の1 サイク ル目で圧壊が生じ, 大きなせん断ひび割れが耐力壁中央部に入り, 急激に耐力低下し たことから最終的な破壊性状はせん断破壊であった。正載荷側は急激な耐力低下が起 きなかったことより最終的な破壊性状は曲げ破壊である。

TYPE-A2

正載荷時 Q=123.6kN,負載荷時 Q=-188.4kN で曲げひび割れが直交壁端部と耐力壁端 部に発生し, せん断ひび割れは R=±0.06%で確認し, 負載荷側のせん断ひび割れはそ の後も増加し続けた。正載荷側では R=0.76%で最大耐力 720.8kN に達した。負載荷側 は R=-0.75%で最大耐力-1187kN を迎えた。R=-1.50%の1 サイクル目で圧壊が生じ, 大きなせん断ひび割れが耐力壁中央部に入り, 急激に耐力低下し破壊性状はせん断破 壊である。正載荷側は急激な耐力低下が起きなかったことから最終的な破壊性状は曲 げ破壊である。

TYPE-B

正載荷時 Q=114.7kN,負載荷時 Q=-94.8kN 曲げひび割れが直行壁端部と耐力壁端部 に発生し、せん断ひび割れは R=±0.06%で確認し、正載荷側のせん断ひび割れはその 後も増加し続けた。正載荷側は R=0.50%で最大耐力 1200.4kN に達した。負載荷側は R=-0.44%で最大耐力-697.9kN を迎えた。R=1.00%の2サイクル目で圧壊が生じ、大き なせん断ひび割れが耐力壁中央部に入り、せん断破壊した。負載荷側は急激な耐力低 下が起きなかったことから最終的な破壊性状は曲げ破壊であった。

5.3.4.2. 荷重変形関係

図 5.3.4-1 に試験体 3 体の実験値の荷重変形関係の包絡線を示す。なお TYPE-B は 第一象限と第三象限を入れ替えている。表 5.3.4-1 に最大耐力時の変形角比較を示す。 補強部のコンクリート強度を上げた TYPE-A1 を TYPE-A2 と比較すると,正載荷時は 大きく変化しないものの負載荷時の靭性が改善している。TYPE-A2 と TYPE-B に関 してはどちらも最大耐力は概ね一致した。



図 5.3.4-1 包絡線比較

試験体	載荷方向	破壊モード	変形(%)	最大耐力(kN)
TVDE A1	正	曲げ	0.73	750
IIIIL-AI	負	せん断	-0.73	-1175
TVDE A2	正	曲げ	0.76	721
IIIIL-A2	負	せん断	-0.75	-1187
TVDE D	正	曲げ	0.5	1200
IIIL-D	負	せん断	-0.44	-698

表 5.3.4-1 最大耐力と最大耐力時変形角

5.3.4.3. 鉄筋降伏状況

各試験体の荷重変形関係を図 5.3.4-2 に示す。図 5.3.4-2 には各鉄筋の降伏した位置 をプロットした。











5.3.4.4. 試験体破壊推移

試験体 TYPE-A1,A2,B に関して, 5.2.3.2.に示した手法を用いてひび割れ図の作成を 行った。各サイクルピーク時の全景写真とひび割れ図を示す。

5.3.4.4.1. TYPE-A1 全景写真・ひび割れ図

R = 1/1600



写真 5.3.4-1 全全景写真









R = 1/800















R = 1/400







図 5.3.4-7 ひび割れ図(写真)

R = -1/400









¥

J J



R = 1/400⁽²⁾









¥

Ţ







図 5.3.4-11 ひび割れ図(OHP)

R = 1/200









Ŧ

T (T

A



R = -1/200







R=1/2002











図 5.3.4-16 ひび割れ図(OHP)

R=1/133①







R=-1/133①







R=1/133②







R=-1/133②





図 5.3.4-21 ひび割れ図(OHP)

R = 1/100









R = -1/100







R = 1/100⁽²⁾







R = -1/100





4



+ ----À •

•

図 5.3.4-26 ひび割れ図(OHP)

R=1/67①







R=-1/67①







R=1/67②







R=-1/67②







R = 1/50












5.3.4.4.2. TYPE-A2 全景写真・ひび割れ図

R = 1/1600



写真 5.3.4-27 全景写真

R = -1/1600



写真 5.3.4-28 全景写真

R=1/800



写真 5.3.4-29 全景写真

R=-1/800



写真 5.3.4-30 全景写真

R=1/400①



写真 5.3.4-31 全景写真

R=-1/400①



写真 5.3.4-32 全景写真

R=1/4002



写真 5.3.4-33 全景写真

R = -1/400⁽²⁾





¥.

~

J

~







R=1/200①



写真 5.3.4-35 全景写真

R=-1/200①



写真 5.3.4-36 全景写真

R=1/2002



写真 5.3.4-37 全景写真

R = -1/200⁽²⁾







~

•





2

4

•--

Le ~~



R=1/133①



写真 5.3.4-39 全景写真

R=-1/133①



写真 5.3.4-40 全景写真

R=1/133②



写真 5.3.4-41 全景写真

R=-1/133②











ĵ }

L



R=1/100①



写真 5.3.4-43 全景写真

R = -1/100











L

-0-

1+++



R=1/1002



写真 5.3.4-45 全景写真

R=-1/1002



写真 5.3.4-46 全景写真

5.3.4.4.3. TYPE-B 全景写真・ひび割れ図

R = 1/1600



写真 5.3.4-47 全景写真

							¥.			
							مر			
4										
{		}		No.						
$\left\langle \right\rangle$	} {									
		5								
~				61						

図 5.3.4-37 ひび割れ図(写真)







図 5.3.4-38 ひび割れ図(写真)



















¢ _

Fage



R = 1/400(1)









¢

_

-f-



R = -1/400









24

Į.



R=1/4002









2-4

Ę

-



R = -1/400⁽²⁾









イイナート

ţ



R = 1/200(1)





ţ







R = -1/200









ţ

図 5.3.4-46 ひび割れ図(写真)

R=1/2002









124-4

ţ











12-4 1-5-

_

1

l

R=1/133①





14-4 1-4-







R = -1/133(1)























z











z
R = 1/100











z

R = -1/100











z

R=1/1002











z





1-+-+-+-







Ş.

5.3.4.5. ひび割れ幅の推移

5.3.4.5.1. TYPE-A1

正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-57 に,正載荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-58 に,正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.3.4-59 に示す。







負載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-60 に,負載荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-61 に,負載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.3.4-62 に示す。





5.3.4.5.2. TYPE-A2

正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-63 に,正載荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-64 に,正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.3.4-65 に示す。







負載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-66 に,負載荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-67 に,負載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.3.4-68 に示す。



図 5.3.4-68 負載荷時ひび割れ幅推移の比較(縦軸最大値 2mm)

5.3.4.5.3. TYPE-B

正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-69 に,正載荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-70 に,正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.3.4-71 に示す。



負載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-72 に,負載荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.3.4-73 に,負載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.3.4-74 に示す。



5.3.5. 実験に基づく考察

5.3.5.1. 縦あと施エアンカーの検討

以下に既往の文献に即して試験体Aと試験体Bの継手長さと定着長さを検討する。 図 5.3.5-1 に試験体情報を示す。



図 5.3.5-1 試験体情報

5.3.5.1.1. 既往の文献による継手長さの検討

RC 規準 ^{5.3.5-1} による重ね継手に関する記載を以下に,表 5.3.5-1~3 に,許容付着応力度,付着割裂の規準となる強度,鉄筋の許容応力度を示す。

- 1) D35 以上の鉄筋には原則として重ね継手を用いない。
- 鉄筋の重ね継手は、部材応力ならびに鉄筋存在応力度の小さい箇所に設けることとし、同一断面で全引張鉄筋の継手(全数継手)としないことを原則とする。
- 曲げ補強鉄筋の重ね継手長さは、以下の各項を満足するように設定する。ただし、
 200mm および鉄筋径の 20 倍を下回る継手長さとしてはならない。
 - 重ね継手の長期荷重に対する使用性確保や短期荷重に対する損傷制御のための検討は、引張鉄筋に対しては式(5.3.5-1)により、圧縮鉄筋に対しては式 (5.3.5-2)により行う。

$$\frac{\sigma_t \cdot d_b}{4l} \le f_a \tag{5.3.5-1}$$

$$\frac{\sigma_c \cdot d_b}{4l} \le 1.5 f_a \tag{5.3.5-2}$$

② 重ね継手の大地震動に対する安全性確保のための検討は、式(5.3.5-3)による。 ただし、補正係数Kの算定では、鉄筋間のあきの最小値は相互の鉄筋が密着 しない場合でも密着した継手と考えて係数Cを求め、鉄筋本数Nは想定さ れる付着割裂面における全鉄筋本数から継手組数を減じた値とする。なお、 付着割裂強度に基づく計算によって重ね継手長さを定める場合、ならびに曲 げ降伏を生じるおそれのない曲げ補強鉄筋(D25以下に限る)の重ね継手を 存在応力度の小さい箇所に設ける場合は、下式によらなくてもよい。

$$\frac{\sigma_{y'} d_b}{4l} \le K \cdot f_b \tag{5.3.5-3}$$

ここで

l:継手の重ね長さ,鉄筋端に標準フックを設ける場合には,フックを除いた長さとする。(mm)

 σ_t : 引張鉄筋の継手部分の最大存在応力度で,鉄筋端に標準フックを設ける 場合には,その値の 2/3 倍とすることができる。(N/mm²)

 σ_c : 圧縮鉄筋の継手部分の最大存在応力度 (N/mm²)

 $\sigma_y: 引張鉄筋の継手部分の降伏強度で、鉄筋端に標準フックを設ける場合に$ $はその値の 2/3 倍とすることができる <math>(N/mm^2)$

d_b:曲げ補強鉄筋径で,異形鉄筋では呼び名の数値とする。(mm)

f_a:許容付着応力度で,鉄筋の位置にかかわらず表 5.3.5-1 の上端筋に対する 値を用いる。(N/mm²)

K:鉄筋配置と横補強筋による修正係数で、式(5.3.5-4)による。

$$K = 0.3 \cdot \left(\frac{c+w}{d_b}\right) + 0.4 \le 2.5 \tag{5.3.5-4}$$

f_b:付着割裂の基準となる強度で,表 5.3.5-2 による。

c:付着検定断面位置における鉄筋間のあき,または最小かぶり厚さの3倍のうちの小さい方の数値で,5dg以下とする。

w:付着割裂面を横切る横補強筋効果を表す換算長さで、2.5db以下とする。

 $\left(=80\frac{A_{st}}{sN}\right)$

 A_{st}:当該鉄筋列の想定される付着割裂面を横切る1組の横補強筋全断面積。

 s:1組の横補強筋の間隔。

N:当該鉄筋列の想定される付着割裂面における鉄筋本数。

- 重ね継手は、曲げひび割れが継手筋に沿って生じるような部位に設けてはならない。
- 5) 溶接金網の重ね継手は、重ね長さを最外端の横筋間で測った距離とし、横筋間隔 に 50mm を加えた長さ以上かつ 150mm 以上とする。

表 5.3.5-1 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度 fa(N/mm²)

	長期 上端筋 その他の鉄筋		左 古 廿日
甲亚研放	F _c /15かつ	F _c /10かつ	1月11日 日本 1月1日 日本 1月1日日 日本 1月1日 日本 1月11日 日本 1月111日 日本 1月11日 日本 1月11日 日本 1月11日 日本 1月11日 日本 1月11日 1月11日 1月111日 1月1111111111
共心妖励	(0.9+2F _c /75)以下	(1.35+F _c /25)以下	支期に対9 る値 の1 5位
丸鋼	4/100F _c かつ0.9以下	6/100F _c かつ1.35以下	971.51日

表 5.3.5-2 付着割裂の基準となる強度 fb (N/mm²)

	安全性確保のための検討		
	上端筋	その他の鉄筋	
普通コンクリート	0.8×(Fc/40+0.9)	Fc/40+0.9	
軽量コンクリート	普通コンクリートに対	付する値の0.8倍	

	長期		短期	
	引張および圧縮	せん断補強	引張および圧縮	せん断補強
SR235	155	155	235	235
SR295	155	195	295	295
SD295AおよびB	195	195	295	295
SD345	215(*195)	195	345	345
SD390	215(*195)	195	390	390
SD490	215(*195)	195	490	490
溶接金鋼	195	195	**295	295

表 5.3.5-3 鉄筋の許容応力度(N/mm²)

上記に従い検討を行う。

引張鉄筋と圧縮鉄筋の継手部分の最大存在応力度について以下に継手部の最大存 在応力度算定方法図を示す。



鉄筋の下部を降伏ヒンジとみなし,三角分布より引張鉄筋と圧縮鉄筋の継手部分の 最大存在応力度を算定する。 [TYPE-A1 において]

継手長さは 550(mm)である。

A) 大地震時の安全性確保の検討

式(5.3.5-4)における係数 C は次の通り。

$$C = min(120, 42 \times 3, 16 \times 5)$$

また式(5.3.5-4)における係数Wは次の通り。

$$W = min\left(80 \times \frac{A_{st}}{s \cdot N}, 2.5 \cdot d_b\right)$$

= min $\left(80 \times \frac{71.33}{50 \times 3}, 2.5 \times 16\right)$
= 38.0(mm)
したがって K=2.61
K ≤ 2.5より K=2.5 とする。
 $\sigma_y = 345, d_b = 16, f_b = \frac{60}{40} + 0.9 = 2.4$
よって必要継手長さは式(5.3.5-4)を変形すると,

$$l \ge \frac{\sigma_y \cdot a_b}{4K \cdot f_b} = \frac{345 \times 16}{4 \times 2.5 \times 2.4}$$
$$\ge 230 (\text{mm}) \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

B) 重ね継手の長期荷重に対する使用性確保や短期荷重に対する損傷制御のための 検討 引張鉄筋(短期)に関して,式(5.3.5-3)を変形して $I \geq \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} となる。$

また, $\sigma_t = 345(\pm 5.3.5 - 3 \downarrow 0)$, $d_b = 16$, $f_a = \left(0.9 + 2 \times \frac{60}{75}\right) \times 1.5 = 3.75($ 表 5.3.5-1 ↓ 0) ↓ って $l \ge \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4f_a} = \frac{345 \times 16}{4 \times 3.75} = 286 (\text{mm}) \rightarrow \text{OK}$ 圧縮鉄筋 (短期) に関して 式(5.3.5-4)を変形して $l \ge \frac{\sigma_c \cdot d_b}{1.5 \cdot 4 \cdot f_a} \ge t a \Im_0$ また, $\sigma_c = 345$ (表 5.3.5-3 ↓ 0), $d_a = 16$, $f_a = 0.9 + 2 \times \frac{60}{75} = 3.75($ 表 5.3.5-1 ↓ 0) ↓ って $l \ge \frac{\sigma_c \cdot d_b}{1.5 \cdot 4 \cdot f_a} = \frac{345 \times 16}{1.5 \times 4 \times 3.75} = 191 (\text{mm}) \rightarrow \text{OK}$ [TYPE-A2 において]

継手長さは 550(mm)である。

A) 大地震時の安全性確保の検討

式(5.3.5-4)における係数 C は次の通り。

$$C = min(120, 42 \times 3, 16 \times 5)$$

また式(5.3.5-4)における係数Wは次の通り。

$$W = min\left(80 \times \frac{A_{st}}{s \cdot N}, 2.5 \cdot d_b\right)$$

= min $\left(80 \times \frac{71.33}{50 \times 3}, 2.5 \times 16\right)$
= 38.0(mm)
したがって K=2.61
K ≤ 2.5より K=2.5とする。
 $\sigma_y = 345, \ d_b = 16, \ f_b = \frac{27}{40} + 0.9 = 1.6$
よって必要継手長さは式(5.3.5-4)を変形すると,
 $\sigma_u : d_b = 345 \times 16$

$$I \ge \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4K \cdot f_b} = \frac{345 \times 16}{4 \times 2.5 \times 1.6}$$
$$\ge 345 \text{(mm)} \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

B) 重ね継手の長期荷重に対する使用性確保や短期荷重に対する損傷制御のための 検討 引張鉄筋(短期)に関して 式(5.3.5-1)を変形して $1 \geq \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} \geq t_a \mathcal{Z}_o$ また、 $\sigma_t = 345(表 2.1.5-3 ょり), d_b = 16, f_a = (0.9 + 2 \times \frac{27}{75}) \times 1.5 = 2.43(表$ 5.3.5-1より) よって $l \ge \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} = \frac{345 \times 16}{4 \times 2.43} = 402 (\text{mm}) \quad \rightarrow \quad \text{OK}$ 圧縮鉄筋(短期)に関して 式(5.3.5-2)を変形して $l \geq \frac{\sigma_c \cdot d_b}{1.5 \cdot 4 \cdot f_a} \geq t_a \mathcal{Z}_o$ また, $\sigma_c = 345$ (表 2.1.5-3 より), $d_a = 16$, $f_a = \left(0.9 + 2 \times \frac{27}{75}\right) \times 1.5 = 2.43$ (表 5.3.5-1より) よって $l \ge \frac{\sigma_c \cdot d_b}{1.5 \cdot 4 \cdot f_a} = \frac{345 \times 16}{1.5 \times 4 \times 2.43} = 379 (\text{mm}) \rightarrow \text{OK}$

[TYPE-B において]

継手長さは 550(mm)である。

A) 大地震時の安全性確保の検討

式(5.3.5-4)における係数 C は次の通り。

$$C = min(155, 42 \times 3, 19 \times 5)$$

$$= 95(mm)$$

また式(5.3.5-4)における係数Wは次の通り。

$$W = \min\left(80 \times \frac{A_{st}}{s \cdot N}, 2.5 \cdot d_b\right)$$
$$= \min\left(80 \times \frac{71.33}{50 \times 2}, 2.5 \times 19\right)$$

=47.5

したがって *K=2.65*

$$K \le 2.5$$
より *K=2.5*とする。
 $\sigma_y = 345, \ d_b = 19, \ f_b = \frac{27}{40} + 0.9 = 1.575$
よって必要継手長さは式(5.3.5-4)を変形すると,

$$l \ge \frac{\sigma_y \cdot d_b}{4K \cdot f_b} = \frac{345 \times 19}{4 \times 2.5 \times 1.575} = 416 (\text{mm}) \quad \to \quad \text{OK}$$

B) 重ね継手の長期荷重に対する使用性確保や短期荷重に対する損傷制御のための 検討 引張鉄筋(短期)に関して 式(5.3.5-1)を変形して $l \geq \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} \geq t_a \mathcal{Z}_o$ また, $\sigma_t = 345$ (N/mm²) (表 2.1.5-3 より), $d_b = 19$ (mm), $f_a = \left(0.9 + 2 \times \frac{27}{75}\right) \times$ 1.5 = 2.43(N/mm²) (表 5.3.5-1 より) よって $l \ge \frac{\sigma_t \cdot d_b}{4 \cdot f_a} = \frac{345 \times 19}{4 \times 2.43} = 478 (mm) \rightarrow OK$ 圧縮鉄筋(短期)に関して 式(5.3.5-4)を変形して $l \geq \frac{\sigma_c \cdot d_b}{1.5 \cdot 4 \cdot f_a} \succeq f_a \mathfrak{Z}_\circ$ また, $\sigma_c = 345$ (表 5.3.5-3 より), $d_a = 19$, $f_a = \left(0.9 + 2 \times \frac{27}{75}\right) \times 1.5 = 2.43$ (表 5.3.5-1より) よって $l \ge \frac{\sigma_c \cdot d_b}{1.5 \cdot 4 \cdot f_a} = \frac{345 \times 19}{1.5 \times 4 \times 2.43} = 450 (\text{mm}) \quad \rightarrow \quad \text{OK}$

以下の表 5.3.5-4 に算定結果を示す。いずれの試験体も継手長さは 550(mm)であり, 条件を満足する。

試験結果より,継手付近に付着性能に起因してひび割れが生じていないことや付着 割裂破壊が生じていないことから,継手は 550mm より充分の長さを確保していたこ とが分かる。

	継ぎ手について(RC規準より)[mm]			
	十地雪時の安全州破伊の検討	短期の損傷	制御の検討	
	八地辰时の女王住唯体の侠討	引張鉄筋	圧縮鉄筋	
TYPE-A1	230	286	191	
TYPE-A2	345	402	379	
TYPE-B	416	478	450	

表 5.3.5-4 継手長さの算定結果

5.3.5.1.2. 既往の文献による定着長さの検討

5.3.5.1.2.1. 既往の文献による検討

1) RC 規準 ^{5.3.5-1)} による場合

RC 規準 5.3.5-1) における定着長さに関する記載を以下に示す。 定着破壊に対する安全性の確保を目標とし、異形鉄筋の仕口への定着を対象とす る。異形鉄筋の仕口への定着は、式(5.3.5-5)により必要定着長さ*l*_{ab}以上の定着長 さ*l*_aを確保する。

 $l_a \ge l_{ab}$ (5.3.5-5) 直線定着する場合の定着長さ l_a は、定着起点から当該鉄筋端までの長さとする。 異形鉄筋による引張鉄筋の必要定着長さ l_{ab} は、式(5.3.5-6)により算定する。

$$l_{ab} = \alpha \frac{s \cdot \sigma_t \cdot d_b}{10 \cdot f_b} \tag{5.3.5-6}$$

ここで

 f_b : 付着割裂の基準となる強度で,表 5.3.5-2 のうちその他の鉄筋の数値(N/mm²) σ_t : 仕口面における鉄筋の応力度。当該鉄筋の短期許容応力度を用いることを原 則とする。(N/mm²)

db: 異形鉄筋の呼び名に用いた数値(mm)

α:横補強筋で拘束されたコア内に定着する場合は1.0,それ以外は1.25とする。
 S:必要定着長さの修正係数で,表 5.3.5-5による。

種類	S			
	耐震	耐震部材		
古線完善	非动雪如林	片持ち形式	1.25	
巨冰足 值	升时辰即仍	上記以外	1 0	
	その他	の部材	1.0	
	耐震部材		0.7	
標準フックまたは	非动雪如林	片持ち形式	0.7	
信頼できる機械式定着具	7F则辰即们	上記以外	0.5	
	その他	の部材	0.5	

表 5.3.5-5 必要定着長さの修正係数

上記に従い検討を行う。

A・B ともにスタブ強度は 30(N/mm²)である。定着長さは A が 320(mm), B が 380(mm) である。

TYPE-A1 及び TYPE-A2 について $f_b = \frac{30}{40} + 0.9 = 1.65, \sigma_t = 345, d_b = 16, S = 1.25(表 5.3.5-5 より)$ よって式(5.3.5-6)を用いると, $l_{ab} = 1.0 \times \frac{1.25 \times 345 \times 16}{10 \times 1.58} = 522.73 \text{(mm)} \rightarrow \text{NG}$

TYPE-B について $f_a = \frac{30}{40} + 0.9 = 1.65, \sigma_t = 345, d_b = 19, S = 1.25(表 5.3.5-5 より)$ よって式(2.1.5-6)を用いると, $l_{ab} = 1.0 \times \frac{1.25 \times 345 \times 19}{10 \times 1.58} = 620.74 \text{(mm)} \rightarrow \text{NG}$

2) 各種合成構造設計指針案 5.3.5·2) による場合

各種構造設計指針案^{5.3.5-2)}における許容引張力,有効埋め込み長さに関する記載を 以下に示す。既往の研究に従い,算定は以下の式を用いた。

$$p_a = \min\left(p_{a1}, p_{a2}, p_{a3}\right) \tag{5.3.5-7}$$

$$p_{a1} = \varphi_1 \cdot {}_s \sigma_{pa} \cdot {}_{sc} a \tag{5.3.5-8}$$

$$p_{a2} = 0.23\sqrt{F_c} \cdot A_c \tag{5.3.5-9}$$

$$p_{a3} = \varphi_3 \cdot \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \tag{5.3.5-10}$$

ここで,

p_a: 接着系アンカーボルト1本当たりの許容引張力

*p*_{a1}:接着系アンカーボルトの降伏により決まる場合の接着系アンカーボルト 1 本当たりの許容引張力

*p*_{a2}:既存コンクリート躯体のコーン状破壊により決まるアンカー1本当たりの引張耐力

*p*a3:接着系アンカーボルトの付着力により決まる場合の接着系アンカーボルト 1本当たりの許容引張力

 $\varphi_1, \varphi_3: 低減係数$

接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さleは下式による。

$$l_e \ge \frac{\sigma_{pa} \cdot d_a}{4 \cdot \tau_a} \tag{5.3.5-11}$$

ここで

 $s\sigma_{pa}$:接着系アンカーボルトの有効埋め込み長さを算定する場合の引張強度で $s\sigma_{pa} = s\sigma_{y}$ とする。(N/mm²) σ_{y} :接着系アンカーボルトの規格降伏点強度(N/mm²)

*d*_a: 接着系アンカーボルトの径(mm)

l_e:有効埋め込み長さ(mm)

 τ_a : へりあきおよびアンカーボルトのピッチを考慮した接着系アンカーボルトの引張力に対する付着強度で式(2.1.5-8)による。(N/mm²)

 $\tau_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot t_{bavg} \tag{5.3.5-12}$

 α_n : へりあきおよびアンカーボルトのピッチによる付着強度の低減係数であり、式(2.1.5-9)による(n=1,2,3).最も小さい寸法となる3面までを考慮する。

$$\alpha_n = 0.5 \times \left(\frac{c_n}{l_e}\right) + 0.5 \tag{5.3.5-13}$$

ただし,
$$\left(\frac{c_n}{l_e}\right) \ge 1.0$$
の場合は $\left(\frac{c_n}{l_e}\right) = 1, l_e \ge 10d_a$ の場合は $l_e = 10d_a$ とする。

 t_{bavg} :接着系アンカーボルトの基本平均付着強度であり、アンカー接着部の接着剤がカプセル方式で有機系の場合は $10\sqrt{F_c/21}$ とし、その他のアンカーボルトは接着系および充填方式により表 5.3.5-6 に示す値とする。ただし、軽量コンクリートを用いる場合は、それぞれの 80%とした同表の値を用いるものとする。(N/mm²)



表 5.3.5-6 接着系アンカーの基本平均付着強度t_{bavg} (N/mm²)

	カプセル方式		注入方式
	有機系	無機系	有機系
普通コンクリート	$10\sqrt{(F_{c}/21)}$	$5\sqrt{(F_{c}/21)}$	$7\sqrt{(F_{c}/21)}$
軽量コンクリート	$8\sqrt{(F_{c}/21)}$	$4\sqrt{(F_{c}/21)}$	$5.6\sqrt{(F_c/21)}$

[TYPE-A1 及び TYPE-A2 において] $\sigma_y = 345(\text{N/mm}^2), F_c = 30(\text{N/mm}^2), d_a = 16(\text{mm})$ となる。 ここでへりあき低減係数について考える。へりあき低減係数は、式(5.3.5-13)よ り以下のように算出される。 $l_e = 320(\text{mm}), C_1 = \frac{120}{2} = 60(\text{mm}), C_2 = 266(\text{mm}), C_3 = 350(\text{mm}) > l_e$ より、

$$\alpha_1 = 0.5 \times \frac{60}{320} + 0.5 = 0.59$$
$$\alpha_2 = 0.5 \times \frac{266}{320} + 0.5 = 0.83$$

$$\alpha_2 = 0.5 \times \frac{320}{320} + 0.5 = 0.0$$

$$\alpha_3 = 0.5 \times 1.0 + 0.5 = 1.0$$

式(5.3.5-12)より

$$\tau_a = 0.59 \times 0.83 \times 1 \times \left(7 \times \sqrt{\frac{30}{21}}\right) = 4.55 (\text{N/mm}^2)$$

式(5.3.5-11)より

$$l_e \ge \frac{345 \times 16}{4 \times 4.55}$$

 \geq 303.40(mm) \rightarrow OK



図 5.3.5-4 TYPE-A1 及び TYPE-A2 のへりあき寸法

[試験体 B において]

 $\sigma_{y} = 345(N/mm^{2}), F_{c} = 30N/mm^{2}), d_{a} = 19(mm) となる。$ ここでへりあき低減係数について考える。へりあき低減係数は, 式(5.3.5-13)より以下のように算出される。 $<math>l_{e} = 380(mm), C_{1} = \frac{155}{2} = 77.5(mm), C_{2} = 271(mm), C_{3} = 350(mm) より,$ $\alpha_{1} = 0.5 \times \frac{77.5}{380} + 0.5 = 0.60$ $\alpha_{2} = 0.5 \times \frac{271}{380} + 0.5 = 0.86$ $\alpha_{3} = 0.5 \times \frac{350}{380} + 0.5 = 0.98$ 式(5.3.5-12)より $\tau_{a} = 0.60 \times 0.86 \times 0.98 \times \left(7 \times \sqrt{\frac{30}{21}}\right) = 4.37(N/mm^{2})$ 式(5.3.5-11)より $l_{e} \ge \frac{345 \times 19}{4 \times 4.37} = 377.06(mm) \rightarrow OK$

図 5.3.5-5 TYPE-B のへりあき寸法

3) 実験に基づく場合

アンカーの付着強度を確認するため,既往の文献^{5.3,5-3}に従い,コンクリートスラ イス供試体に打ち込んだアンカーの拘束引張試験を実施した。スライス供試体につい ては,それぞれ径 200mm,150mmの鋼管内に設置し,周辺にグラウトを充填した。

コアは採取したものを使用した。グラウトの硬化確認後,下側型枠面からコアコン クリート中央位置にあと施工アンカーを施工した。付着試験の結果より以下の式に従 って付着強度の 95%信頼付着下限値 *て 0.95*を算定した。

$$\tau_n = P_{max} / (\pi \cdot d_a \cdot l_e) \cdot \sqrt{21/\sigma_B}$$
(5.3.5-14)

$$\tau_{ave} = \frac{\sum_{n=1}^{N} \tau_n}{N} \tag{5.3.5-15}$$

$$\tau_{0.95} = \tau_{ave} - t \cdot s$$
(5.3.5-16)
$$s = \sqrt{\frac{\sum_{n=1}^{N} (\tau_{ave} - \tau_n)^2}{N-1}}$$
(5.3.5-17)

ここに,

- $\tau_n: 個々の試験における付着強度$
- τ_{ave} : 平均付着強度
- τ_{0.95}:付着強度の95%信頼下限値
- $s:\tau_n$ の標準偏差
- σ_B : コンクリートの圧縮強度
- Pmax:付着試験における最大荷重
- $d_a: アンカー筋の呼び径$
- le:アンカー筋の有効埋め込み長さ
- N:試験体数

t:t分布表において片側 95%信頼限界を与える数値で表 5.3.5-7 による

コンクリートコア本数 N	3	4	5	6
自由度 (N-1)	2	3	4	5
係数 <i>t</i> の値	2.920	2.353	2.132	2.015

表 5.3.5-7 95%信頼下限値を与える係数 t

表 5.3.5-8 あと施工アンカーの付着試験結果

τ _{ave}	標準偏差s	T _{0.95}
26.3	2.9	17.8

付着強度試験結果に基づく場合においてもあと施工アンカーの引張耐力は式 (5.3.5.7)により算定を行うが,基本平均付着強度*tbavg*は 前述の付着試験結果に基づき 下式 により算定する。算定結果は表に示す。

$$\tau_{bavg} = \kappa \sqrt{Fc/21}$$

ここに,

k:基準付着強度で表 5.3.5-9 のスタブに打ち込んだあと施工アンカーの 95%信頼付 着強度を用いた。

$$t_a = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot t_{bavg} \tag{5.3.5-8}$$

結果を以下の表に示す。

表 5.3.5-9 あと施工アンカーの引張耐力算定結果

- __

(a)	既往の指針	
(u)		

(b) 付着試験結果

部材	向き	埋め込み長さ	引	脹耐力((kN)	立7 ±
ניייום	141 C	(mm)	Pal	Pa2	$\mathbf{p}_{\mathbf{a}3}$	리아가
a		320.0	7 9 .8	157.0	72.2	a
b	下向き	320.0	7 9. 8	157.7	72.9	b
С		320.0	7 9 .8	157.7	72.5	c

立17 士士	向き	埋め込み長	引張耐力(kN)		
DF 13	Ē	(mm)	\mathbf{p}_{al}	p_{a2}	p_{a3}
а		320.0	79.8	157.0	171.8
b	下向き	320.0	79.8	157.0	171.8
с		320.0	79.8	164.5	171.8

5.3.5.1.2.2. 付着強度による検討

TYPE-A1 に別途打設したあと施工アンカー引張試験の付着強度を算定し, TYPE-A1, TYPE-A2, TYPE-B のあと施工アンカー筋の付着度との比較を行う。付着応力度は試験体に取り付けたひずみゲージのデータより算定する。ひずみゲージを取り付けた位置に関しては図 5.3.5-10 に示す。

1) スタブに施工したあと施工アンカー引張試験

A) 付着試験概要

図 5.3.5-6 にあと施工アンカーの位置図を示す。TYPE-A1 のスタブに埋め込まれた アンカー筋 3 本の引き抜き試験を行う。

ハンドコアドリルを使用しスタブ表面に対し垂直に穿孔を行い,穿孔径は φ16 とした。アンカー筋は D13(種類 SD785)の高強度鉄筋を使用し,アンカー筋の埋め込み長さは 5d_a(d_a:アンカー筋の呼び径)とした。



なお右から左に向けて $a \rightarrow b \rightarrow c$ とする。

図 5.3.5-6 TYPE-A1 に打ち込んだあと施工アンカーの試験体位置図

B) 付着試験機概要

図 5.3.5-7 に引抜試験機装置図を示す。測定項目は、荷重、アンカー筋の載荷端変 位とする。



図 5.3.5-7 付着試験機

C) 付着試験結果

(a)

・破壊モード

写真 5.3.5-1 にアンカー筋の破壊状況を示し, 写真 5.3.5-2 に穿孔した孔 a/b/c の引き 抜き試験後の状況を示す。全ての試験体でアンカー筋と接着剤の界面及び接着剤とコ ンクリートの界面で引き抜ける付着破壊が起きた。写真 5.3.5-3 に示すように穿孔し た孔の c のみに, アンカー筋上面より放射状にひび割れが広がっていた。



試験体-a (b) 試験体-b (c) 試験体-c 写真 5.3.5-1 アンカー筋の破壊状況



写真 5.3.5-2 穿孔した孔 a/b/c の引き抜き試験後の状況



写真 5.3.5-3 穿孔した c の引き抜き試験後の状況

·荷重-変形関係

図 5.3.5-8 に試験体の荷重変位関係を示し,表 5.3.5-7 に試験体の最大荷重及び付着 応力度を示す。なお付着応力度はアンカー筋の側面積を最大荷重で除した値とし た。



図 5.3.5-8 副	試験体の何重−変位関係
-------------	-------------

	а	b	С
最大荷重(kN)	75.0	69.4	58.6
付着応力度(N/mm ²)	27.8	26.1	22.1

表 5.3.5-7 試験体の最大荷重及び付着応力度

- 2) 試験体の付着応力度の算定
- A) 付着応力度算定方法

試験体には接着系あと施工アンカー(エポキシ樹脂・注入方式・ハンドコアドリル) が採用されている。付着応力実験値は各計測位置でのひずみ履歴から応力に換算し、 応力差から算定した。



図 5.3.5-9 付着応力算定方法説明図

τ₁, τ₂:付着応力度(N/mm²)

$$\begin{split} &\tau_1 = \frac{|T_1 - T_2|}{\pi \cdot D \cdot L_1} (\text{N/mm}^2) \qquad \tau_2 = \frac{|T_2 - T_3|}{\pi \cdot D \cdot L_2} (\text{N/mm}^2) \\ &T_i : \text{T}_i \text{ 地点 } \vec{c} \text{ o} \vec{J} \text{ H}_2 \vec{L} (= E_S A \mu_i) \\ &E_S : 鉄筋のヤング係数 (\text{N/mm}^2) \\ &\mu_i : 鉄筋のひずみ (ひずみが降伏ひずみよりも大きくなる場合は,降伏ひずみとする。) \\ &A : 鉄筋の断面積 (mm^2) \\ &D : 鉄筋の周長 (mm) \\ &L_1, L_2 : 定着長さ(mm) \end{split}$$

B) 付着応力度算定結果

図 5.3.5-10 にあと施工アンカーのひずみゲージの位置図を示す。





TYPE-A1, TYPE-A2 の正載荷および TYPE-B の負載荷のピーク時のアンカー筋1本 目の付着応力分布を図 5.3.5-11 に示し,付着応力強度確認用に下スタブに設けたあと 施工アンカー単体の拘束引張試験結果の平均を点線で示す。試験体のあと施工アンカ ー付着強度に到達しておらず,鉄筋の降伏が先行することで付着破壊が生じていない ことが確認された。これにより,打ち込み先に十分な拘束筋を配し,定着長さ及び端 あきも十分に確保することにより,あと施工アンカーを曲げ補強筋として適用可能で あることが確認できる。



5.3.5.2. 横あと施エアンカーの検討

図 5.3.5-12 に横方向あと施工アンカーのひずみゲージ位置を示す。横あと施工アン カーの降伏状況をひずみゲージのデータより確認し、必要な場所の検討を行う。



図 5.3.5-12 横あと施工アンカーのひずみゲージ位置

TYPE-A の負載荷及び TYPE-B の正載荷ピーク時の横方向あと施工アンカーのひず み分布を図 5.3.5-13 に示す。また、横方向あと施工アンカー筋の降伏ひずみを鎖線で 示す。全ての試験体で上部の横方向あと施工アンカーは下部のものと比べ歪および負 担力が大きく、下部の横あと施工アンカーの負担応力は比較的小さいことが分かった。



図 5.3.5-13 横方向あと施工アンカーのひずみ分布
5.3.5.3. 荷重変形関係の骨格曲線および剛性低下率の精度評価

5.3.5.3.1. 剛性·耐力算定方法

試験体の剛性・耐力等の算定は、補強部と直交壁側を柱と見立て、耐力壁の剛性・耐 力算定法を適用し骨格曲線評価を行った。

曲げ初期剛性

$$K_f = \frac{3E_c I}{L} [\text{N/mm}] (\Box \oplus \& \& \& 1.0)$$
 (5.3.5-9)

 $E_c: コンクリートのヤング係数[N/mm²]$ I:断面二次モーメント(有筋)[mm⁴]

L : 部材長さ[mm]

C A

せん断初期剛性

$$K_s = \frac{GA}{\kappa L} [\text{N/mm}] \tag{5.3.5-10}$$

$$G:$$
 せん断弾性係数[N/mm²]で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ とする。

$$u = \frac{w}{l_w + \Sigma D_c}$$
(5.3.5-12)
$$v = \frac{t_w}{b}$$
(5.3.5-13)

(w : 壁板の柱の内法長さ[mm]

 ΣD_c :壁に取り付く全ての柱せいの合計[mm]

b : 直交壁側柱または補強側柱の幅[mm]
 ここでは安全側に見て形状係数が大きくなる補強側柱の幅をとった。
 t_w: 壁厚[mm]

初期剛性・曲げ、せん断考慮

$$K_0 = \frac{1}{\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_s}} \quad [N/mm] \tag{5.3.5-14}$$

ひび割れ強度

曲げひび割れ強度

*鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案) 5.3.5-4)より

$$M_c = (0.56\sqrt{\sigma_B} + \sigma_o)Z_e \text{ [N·mm]}$$
 (5.3.5-15)

 σ_0 :軸方向応力度(全断面積に対する値:圧縮を正) $[N/mm^2]$ σ_B :コンクリートの圧縮強度 $[N/mm^2]$ Z_e :鉄筋を考慮した壁板の等価断面係数 $[mm^3]$

せん断ひび割れ強度

*鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案) 5.3.5-4)より

$${}_{s}Q_{cr} = \frac{{}_{s}\tau_{cr}t_{w}l_{w}}{\kappa_{s}} \quad [N]$$
(5.3.5-16)

s^τcr: せん断ひび割れ発生時せん断応力度[N/mm²]で次式による。

$${}_{s}\tau_{cr} = \sqrt{{}_{s}\sigma_{t}^{2} + {}_{s}\sigma_{t} \cdot \sigma_{o}} \quad [N/mm^{2}]$$
(5.3.5-17)

 σ_t : コンクリート引張強度で次式による。

$$s\sigma_{t} = 0.33\sqrt{F_{c}}$$
 [N/mm²]
 κ_{s} : せん断の形状係数で、次式による。
 $\kappa = \frac{72(1+2\alpha\beta)}{(1+2\alpha\beta^{3}+6\alpha\beta(1+\beta)^{2})^{2}} \cdot \left(\frac{8}{15}\alpha\left(\beta+\frac{1}{2}\right)^{5}-\frac{1}{2}\alpha(1-\alpha)\left(\beta+\frac{1}{2}\right)^{4}+\frac{1}{4}\alpha(1-\alpha)\left(\beta+\frac{1}{2}\right)^{2}+\frac{1}{4}\left(1-\alpha\right)\left(\frac{1}{15}-\frac{1}{8}\alpha\right)\right)$
 $\alpha : \frac{b}{t_{w}}$
 $\beta : \frac{D}{l_{w}}$
 $t_{w} : 耐力壁の壁厚(mm)$
 $l_{w} : 壁板の内法長さ(mm)$

D, **b**: それぞれ直交壁の幅と長さ(mm)(ΣDは耐力壁に取り付くすべての直交壁の幅の 合計) 剛性低下率

曲げ剛性低下率

曲げ剛性低下率算定の際には想定する応力状態を①直交壁側中央主筋または補強 部主筋(補強端部)降伏時,②引張縁から2列目主筋降伏時,③引張縁から3列目縦 筋降伏時の3パターンで検討する。なお、負載荷時の剛性低下率を中央主筋降伏時 とする際には、直交壁中央のひずみが主筋の降伏ひずみに到達した応力状態を想定す る。

$$\alpha = \frac{{}_{w}M_{y}c_{n}}{E_{c}I_{w}\varepsilon_{y}}$$
(5.3.5-18)

- M_v:曲げモーメント算定の際に想定する応力状態は以下のいずれかとする。
- 1. 補強部(補強端部)また直交壁側中央主筋降伏時曲げモーメント[N·mm]
- 2. 補強部(補強端部)または直交壁側端部から2列目縦筋降伏時曲げモーメント [N·mm]
- 3. 補強部(補強端部)または直交壁側端部から3列目縦筋降伏時曲げモーメント [N·mm]



図 5.3.5-15 負載荷時の中央主筋,1~13 列目主筋降伏場所

C_n:弾性中立軸から鉄筋までの距離で以下のいずれかとする。

1.補強部(補強端部)または直交壁側中央主筋降伏時の弾性中立軸から補強部(補強 部)または直交壁側中央までの距離 [mm]

2.補強部(補強端部)または直交壁側端部から2列目縦筋降伏時の弾性中立軸から補 強部(補強端部)または直交壁側端部2列目縦筋までの距離 [mm]

3.補強部(補強端部)または直交壁側端部から3列目縦筋降伏時の弾性中立論から補 強部(補強端部)または直交壁側端部3列目縦筋までの距離 (mm]

ε_y:補強部(補強端部)または直交壁側主筋の降伏ひずみ

E_c:コンクリートのヤング係数 [N/mm²]

I_w:断面二次モーメント [mm³]

5-291

$$\beta = \frac{0.46 p_w \sigma_y}{F_c} + 0.14$$

 $p_w: 壁筋比$

 $\sigma_y: 壁筋の降伏強度[N/mm^2]$

F_c: コンクリートの圧縮強度[N/mm²]

終局強度

曲げ降伏強度

靭性指針 5.3.5-5) に基づき精算法により算定

$$M_u = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \frac{\sigma_{av}b(\beta_1x_n)^2}{2} + Ng \quad (N \cdot mm)$$

(5.3.5-20)

(5.3.5-19)

$$A_{st}$$
:中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積 (mm²)
 σ_{st} :中立軸より引張側にある鉄筋の応力度 (N/mm²)
 A_{sc} :中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積 (mm²)
 σ_{sc} :中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度 (N/mm²)
 g :圧縮縁から軸力の作用位置までの距離(mm)
 d :圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)
 d_c :圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)
 N :部材に作用する長期軸力(N)
 β_1 =0.85 x_n :圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

せん断終局強度

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c + 18)}{\sqrt{M/(QD) + 0.12}} + 0.85\sqrt{p_{wh}\sigma_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} t_e j \quad [N]$$
(5.3.5-21)
pte : 等価引張鉄筋比 (%) (= $\frac{100a_t}{t_e \cdot d}$)
 $\sigma_{wh} : 横補強筋の降伏強度 (N/mm^2)$
pwh : 横補強筋比(= $\frac{a_w}{t_e \cdot s} \le 0.012$)
 $\sigma_o : 軸方向応力度 (N/mm^2)$
t_e : 壁厚(mm)

 $j: 応力中心間距離 \left(=\frac{7}{8}d\right)$

d: 0.95D (mm)

5.3.5.3.2. 骨格曲線評価および剛性低下率の精度評価

骨格曲線の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。なお,A)からC)のパラメー タは曲げ剛性低下率算定の際に想定する応力状態であり,図5.3.5-14に示す通り正 載荷ではA)とB)は同様の応力状態を想定している。パラメータによる第2折れ線の 勾配に着目し、本試験体における最適な曲げ剛性低下率の算定手法を検討する。な お、この曲げ終局強度は式(5.3.5-20)を用いて算定している。

TYPE-A1

TYPE-A1 の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。図 5.3.5-16 から図 5.3.5-18 より、本試験体において、曲げ剛性低下率算定の際には、引張側部材(正載荷では補強端部、負載荷では直交壁)の中央縦筋が降伏した場合と 2,3 本目が降伏した場合は算定結果に与える影響がわずかであることが確認された。また、どの算定方法においても試験体の荷重変形関係を概ね評価できた。

A) 曲げ剛性低下率:直交壁側中央主筋または補強部主筋(補強端部)降伏時の曲げ
 モーメントを使用した時



図 5.3.5-16 骨格曲線評価 剛性低下率:中央降伏



図 5.3.5-17 骨格曲線評価 剛性低下率:2本目降伏

C) 曲げ剛性低下率:引張縁から3列目縦筋降伏時曲げモーメント使用をした時



図 5.3.5-18 骨格曲線評価 剛性低下率:3本目降伏

Aから C の算定結果より,曲げ剛性低下率算定時に想定する応力状態の違いが試験体 全体の荷重変形関係に与える影響は僅かであり,本試験体においては上記 3 つのどの 手法を用いても試験体の挙動を概ね適切に評価した。

耐力の精度を表 5.3.5-8 に示す。試験体の最大耐力を概ね評価できたといえる。

⇒陸体々	載荷方向	実験値	算定值(kN)		精度
动歌件石		(kN)	曲げ終局強度	せん断終局強度	実験値/算定値
TYPE-A1	正	749.7	573.8	1124.4	1.3
	負	1175	1136.6	1285.9	1.0

表 5.3.5-8 TYPE-A1の耐力算定結果

TYPE-A2

TYPE-A2 の算定結果と実験結果の比較を以下に示す。図 5.3.5-19 から図 5.3.5-21 より、本試験体において、どの評価方法においても試験体の荷重変形関係を概ね評価した。曲げ剛性低下率算定の際には、引張側部材(正載荷では補強端部、負載荷では直交壁)の中央縦筋が降伏した場合と2,3 本目が降伏した場合は算定結果に与える影響がわずかであることが確認された。

A) 曲げ剛性低下率:直交壁側中央主筋または補強部主筋(補強端部)降伏時の曲げ
 モーメントを使用した時





B) 曲げ剛性低下率:引張縁から2列目主筋降伏時曲げモーメントを使用した時









図 5.3.5-21 骨格曲線評価 剛性低下率:3本目降伏

AからCの算定結果より,TYPE-A2もTYPE-A1と同様に,曲げ剛性低下率算定時に 想定する応力状態の違いが試験体全体の荷重変形関係に与える影響は僅かであり,ど の手法も試験体の荷重変形関係を概ね適切に評価した。

耐力の精度を表 5.3.5-9 に示す。試験体の最大耐力を概ね評価できたといえる。

試験体名	載荷方向	実験値	算定	精度	
		(kN)	曲げ終局強度	せん断終局強度	実験値/算定値
TYPE-A2	正	720.8	573.8	1124.4	1.3
	負	1187	1136.6	1285.9	1.0

表 5.3.5-9 TYPE-A2の耐力算定結果

TYPE-B

ここでは,試験体の加力状況を加味し,比較のため包絡線と骨格曲線は第一象限と第 三象限を入れ替えて示している。TYPE-Bの算定結果と実験結果の比較を以下に示す。 図 5.3.5-22 から図 5.3.5-24 より、本試験体において、どの評価方法においても試験体 の荷重変形関係を精度良く評価した。また、曲げ剛性低下率算定の際には、引張側部 材(正載荷では補強端部,負載荷では直交壁)の中央縦筋が降伏した場合と2,3本目 が降伏した場合は算定結果に与える影響がわずかであることが確認された。

A) 曲げ剛性低下率:直交壁側中央主筋または補強部主筋(補強端部)降伏時の曲げ モーメントを使用した時



図 5.3.5-22 骨格曲線評価 剛性低下率:中央降伏

曲げ剛性低下率:引張縁から2列目主筋降伏時曲げモーメントを使用した時 B)





c) 曲げ剛性低下率:引張縁から3列目縦筋降伏時曲げモーメント使用をした時



図 5.3.5-24 骨格曲線評価 剛性低下率:3本目降伏

AからCの算定結果より,TYPE-Bは、曲げ剛性低下率の算定時に想定する応力状態の違いが試験体全体の荷重変形関係に与える影響は僅かであり、どの応力状態を想定した場合も試験体の荷重変形関係を概ね適切に評価した。

耐力の精度を表 5.3.5-9 に示す。試験体の最大耐力を概ね評価できたといえる。

≕睑休々	載荷方向	実験値	算定	精度	
<u></u> 武殿 (平石)		(kN)	曲げ終局強度	せん断終局強度	実験値/算
TVDE D	正	697.9	594.9	1133.5	1.2
	負	1200	1141.7	1292.6	1.1

表 5.3.5-10 TYPE-Bの耐力算定結果

以上 TYPE-A1 および TYPE-A2, TYPE-B より, 剛性低下率は以下が最も実験値に 近づけることができた。

正側:直交壁側から2列目主筋降伏時曲げモーメント

負側:補強部から3列目主筋降伏時曲げモーメント

表 5.3.5-11 に耐力算定結果を示す。実際の耐力を概ね評価できている。

				算深	精度	
試験体名	載荷方向	破壊モード	実験値(kN)	曲げ終局強度	せん断終局強度	史幹値/質史値
				(kN)	(kN)	天歌॥/昇足॥
TVDE A1	正	曲げ	749.7	653.9	1139	1.147
TTFL-AL	負	せん断	1175	1137	1286	1.033
	正	曲げ	720.8	653.9	1139	1.102
TTFE-AZ	負	せん断	1187	1137	1286	1.044
TYPE-B	正	曲げ	697.9	595	1133	1.173
	負	せん断	1200	1142	1293	1.051

表 5.3.5-11 耐力算定結果

5.3.5.4 骨格曲線の4折れ線化評価の検討

5.3.5.3 節に示した手法にて最大耐力は概ね精度良く評価したものの,試験体が最大耐力に到達する以前の荷重変形関係において,計算値と実験値に差が見られた。そこで,試験体の挙動を正確に捉えるため,3 試験体はすべて曲げ破壊であったことから,補強部あと施工アンカーの引張り降伏を既往の曲げばねの骨格曲線に反映した。その際の概念図を図5.3.5-25 に示す。なお,図5.3.5-25 のあと施工アンカー降伏点は既往の評価式を参考に,あと施工アンカーが降伏する際の荷重を算定することで設定する。



図 5.3.5-25 骨格曲線概念図

初めに、あと施工アンカーの降伏点荷重の算定方法を以下に示す。

引張縁から1本目(新設部鉄筋外側1本目)のあと施工アンカーが降伏する荷重とし, 靭性指針^{5.3.5-5)}記載の精算法に基づき算定する。

平面保持を仮定した断面解析により引張側1本目のあと施工アンカーが降伏する際の抵抗モーメントを算定し、これを曲げ降伏強度とする。以下の1)~4)の条件を元に算定する。

1)断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)

2)壁の曲げ強度の算定にあたっては、軸力を考慮する。

3)鉄筋の応力度とひずみ度の関係は、圧縮・引張ともに降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。

4)曲げ降伏強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートの応力度を 負担しないものとする。

$$M_u' = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \frac{\sigma_{av}'tx_n'^2}{6} + Ng \quad (N \cdot mm)$$
(5.3.5-22)

 A_{st} :中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積 (mm²) σ_{st} :中立軸より引張側にある鉄筋の応力度 (N/mm²) A_{sc} :中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積 (mm²) σ_{sc} :中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度 (N/mm²) g:圧縮縁から軸力の作用位置までの距離(mm) d:圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm) d_c :圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm) σ_{av}' :コンクリートの圧縮応力度で長方形応力度分布に置換するため σ_{av}' = $0.85\sigma_B$ (N/mm²) N:部材に作用する長期軸力(N)

x_n': 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

次に、あと施工アンカーの降伏点変位の算定方法を以下に示す。

あと施工アンカー降伏時せん断力をあと施工アンカー降伏時剛性で除した値とす し、曲げ剛性低下率は下式により算定する。

$$\alpha' = \frac{{}_{w}M_{y} C_{n}}{EI_{e}\varepsilon_{y}}$$
(5.3.5-23)

 $_wM_y': 引張縁が開口補強端部の場合,補強端部から1列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とする。$

Cn':引張縁が開口補強端部の場合,補強端部から1列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とする。

 ε_v :同上鉄筋の降伏ひずみ

E:既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

 $I_e: 耐力壁の等価断面 2 次モーメント(mm⁴)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分$ までとする。 既往の研究で示された評価手法から得られる骨格曲線と本論で提案する評価手法 による骨格曲線の比較を図 5.3.5-26 に示す。図 5.3.5-26 より,あと施工アンカーの 降伏点を考慮することで試験体の挙動を精度よく評価した。

上記の手法にて新設部のあと施工アンカー降伏を適切に考慮したことによる算定 結果を実験値と比較した。図5.3.5-26~5.3.5-28より,引張側あと施工アンカーの 降伏を考慮することで,実験値の挙動を精度良く捉えたことを確認できる。





図 5.3.5-26 TYPE-A1 正載荷側骨格曲線 4折れと3折れ評価比較

TYPEA-2

TYPE A2降伏点



図 5.3.5-27 TYPE-A2 正載荷側骨格曲線 4折れと3折れ評価比較

TYPE-B



図 5.3.5-28 TYPE-B 負載荷側骨格曲線 4折れと3折れ評価比較

参考文献

- 5.3.5-1 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.6
- 5.3.5-2 日本建築学会:各種合成構造設計指針·同解説, 2010

5.3.5-3 国立研究開発法人建築研究所:接着系あと施工アンカーを用いた構造部材の 構造性能評価方法に関する検討,建築研究資料 No.200, 2020.7

- 5.3.5-4 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算基準(案)・同解説, 2010
- 5.3.5-5 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説, 1999

5.4. 壁梁実験

5.4.1. 試験体概要

試験体概要を表 5.4.1-1 に,使用コンクリート材料試験結果を表 5.4.1-2 に,使用鉄 筋材料試験結果を表 5.4.1-3 に示す。壁梁・耐力壁接合部の試験体配筋図を図 5.4.1-1 に示す。試験体は計 2 体である。試験対象は既存戸境耐力壁に新設開口を設置した際 の開口上部の壁梁としている。2 体の試験体では新設せん断補強筋の配筋方法が異な る。試験体 B-I では両側面に別々に 1 本ずつ縦筋を配してせん断補強筋の代わりとし た。一方で試験体 B-U では試験体 B-I よりも余分に壁梁下部のコンクリートをはつり 既存の壁梁を囲うように U 字型にせん断補強筋を配した。なお,試験体のスラブ筋は 既往の実験 ^{5.4.1-1)},と同じ鉄筋量となるよう 2-D19 を用いた。ここで新設開口上部の 残存耐力壁を既存壁梁,既存壁梁の補強を行った際の補強部を補強部壁梁,既存壁梁 と補強部壁梁を合わせたものを新設壁梁と定義する。

	試験体名	B-I	B-U	
	梁せい _(mm)	600		
	梁幅(mm)	390		
	梁長さ(mm)	1200		
	梁既存部主筋	D10(SD295A)		
	梁既存開口補強筋	-		
梁情報	梁新設上端曲げ補強筋	2-D16(SD345)		
	梁新設下端曲げ補強筋	2-D16(SD345)		
	梁既存せん断補強筋	D10(SD295)@200		
	梁新設せん断補強筋	D10(SD29 ただしB-J 配筋方法	95)@200 [とB-Uで は異なる	
スラブ情報	スラブ厚(mm)	110		
	スラブ筋(縦横とも)	D19(SD345)		
高力ボルト(孔径18mm)		M	16	

表 5.4.1-1 試験体概要

表 5.4.1-2 使用コンクリート材料試験結果

試驗休	体田如传	ヤング係数	圧縮強度	割裂強度
动观尸	使用韵型	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
B-I	既存部	2.04×10 ⁴	15.1	2.2
	補強部	2.76×10 ⁴	32.8	3.0
B-U	既存部	2.10×10 ⁴	15.6	1.6
	補強部	2.85×10 ⁴	34.1	2.4

表 5.4.1-3 使用鉄筋材料試験結果

呼び径 材質	++65	ヤング係数	降伏強度	降伏歪	引張強度
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[µ]	[N/mm ²]	
D10	SD295A	1.78×10 ⁵	376.3	2112	564.4
D16	SD345	1.89×10 ⁵	409.3	2166	610
D19	SD345	1.83×10 ⁵	389.4	2127	580.9



5.4.2. 加力計画

加力装置セットアップ図を図 5.4.2-1 に示す。加力方式は逆対称曲げ形式での正負 交番繰返載荷とし、加力位置は壁梁の下スタブから 600mm の高さとした。正載荷は スラブが圧縮となる方向で加力サイクルは層間変形角制御とし、変形角 R=0.06, 0.13, 0.25, 0.50, 0.75, 1.00, 1.49, 2.00, 3.03%の各サイクルを最大 2 回繰り返した。なお 軸力は 0 とした。



5.4.3. 計測計画

変位計を用いた曲率,回転角算定用の変位の計測,ひずみゲージによる曲率算定用の鉄筋のひずみの計測,写真と目視によるひび割れ幅,進展の計測,0HPシートによる剥落,浮き等の損傷計測を行った。

5.4.3.1. 変位及びひずみ計測方法

変位計・ひずみゲージ位置を図 5.4.3-1 に示す。



図 5.4.3-1 ひずみゲージ位置図

5.4.3.2. ひび割れ計測方法

実験では、試験体 B-I, B-U 共にひび割れ計測方法としてマニュアル計測方法を採用した。以下の図 5.4.3-2 に作業フローを示す。



図 5.4.3-2 各作業フロー

本実験における計測方法は、ピーク時に試験体にひび割れ記入とひび割れ幅計測を 行い、除荷時にひび割れ幅計測と OHP シートにひび割れを転写、ひび割れの写真撮 影を行う。実験終了後、データ処理にてひび割れ図作成、ひび割れ幅推移の算出を行 う。 1)試験体のグリッド名の決定

以下の図 5.4.3-3 に試験体毎のグリッド名とその寸法を示す。



2)ひび割れ, OHP シートの記入

油性マジックペンで試験体に直接ひび割れを記入する。軸力を加えた際にできる初 期ひび割れを記入,また載荷した際のピーク時にできたひび割れを記入する。この時, 初期ひび割れは黒ペンを,正載荷は青ペンを,負載荷は赤ペンを用いる。この際,実 際のひび割れから少しずらして記入する。変形角 R=-1/400, -1/200, -1/133, -1/100, -1/67, -1/50 の 2 サイクル目の除荷時に,浮き・剥落が発生した要素に対してその要 素番号を記入した OHP シートを当て,黒色の油性マジックペンでシートの上から浮 きを斜線,剥落を両斜線によるハッチングを行う。記入ミスがあった場合は,一般的 に売られているエタノールを用いて訂正部分を消しひび割れを記入し直す(エタノー ルをキムワイプや綿棒などに染み込ませ訂正部分を拭けば消すことが出来る)。 3)ひび割れ幅の計測

ひび割れはクラックスケールを用いて計測する。この時,計測した最大ひび割れ点 に印としてシールを貼る。また,本実験ではひび割れを曲げ及びせん断を区別して考 察するため,曲げ及びせん断ひび割れを区別する定義を作る必要がある。定義は以下 の図 5.4.3-4 に示すようにR < 30°なら曲げひび割れ, 30°≦Rならせん断ひび割れと定 義する。本実験では全グリッド毎に最大ひび割れ点を曲げ・せん断で1ヶ所ずつ計測 を行う。



図 5.4.3-4 曲げ・せん断ひび割れ定義図

4)ひび割れ写真撮影

本実験では変形角ごとのピーク時,除荷時ともに試験体全体の写真を定点で撮影し, これとは別に変形角ごとのピーク時に局部的な破壊の状態を写真に収め,変形角ごと の局部的な破壊性状を記録する。

5)ひび割れ図作成

Auto CAD 上に試験体の OHP シートを取り込み, ひび割れ図を作成する。Auto CAD 上に試験体図を描き,図 5.4-7 に示すように取り込んだ写真や OHP シートを試験体図 の該当箇所に重ね合わせ上からひび割れ・浮き・剥落をなぞる。



図 5.4.3-5 ひび割れ図作成時スナップ写真読み込み画面

6)浮き・剥落面積の計算

Auto CAD を用いて作成したひび割れ図より,浮き・剥落箇所にカーソルを合わせ クリックすると,以下の図 5.4-8 に示すように面積(mm²)が表示されるのでその数値を まとめる。



図 5.4.3-6 浮き・剥落面積表示画面

5.4.4. 実験結果

5.4.4.1. 破壊経過

B-I

正載荷側では R=0.172%で新設曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達し,負載 荷側では R=-0.105%で既存曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達した。また最大耐 力は正載荷側では R=1.483%で 288.6kN,負載荷側では R=-0.502%で-264.2kN を記録 した。また図 5.4-9 から 2%付近までは正負載荷時の両方において,曲げひび割れが支 配的であるが耐力低下した 3%付近でせん断ひび割れが急激に拡幅していることが確 認できる。このことから最終的にはせん断破壊したが曲げ補強筋の降伏後であること から破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊型であると思われる。

B-U

正載荷側では R=0.165%で新設曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達し,負載 荷側では R=-0.073%で新設曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達した。B-I 同様, 本試験体のせん断スパン比は 1 程度と小さいことが降伏時の部材角が通常の梁に比 べて小さいことと考えられる。また最大耐力は正載荷側では R=0.748%で 258.2kN,負 載荷側では R=-2.967%で-277.7kN を記録した。また図 5.4-9 から 2%付近までは正負載 荷時の両方において,曲げひび割れが支配的であるが耐力低下した 3%付近でせん断 ひび割れが急激に拡幅していることが確認できる。このことから最終的にはせん断破 壊したが曲げ補強筋の降伏後であることから破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊 型であると思われる。

5.4.4.2. 荷重変形関係と鉄筋降伏状況

各試験体の荷重変形を図 5.4.4-1 に示す。図 5.4.4-1 には各鉄筋が降伏した位置をプロットした。





(b) B-U

図 5.4.4-1 荷重一変形関係

5.4.4.3. 試験体破壊推移

5.4.4.3.1. B-I 全景写真・ひび割れ図

1/1600



図 5.4.4-2 全景写真

-1/1600



図 5.4.4-3 全景写真

1/800



図 5.4.4-4 全景写真

-1/800



図 5.4.4-5 全景写真

1/400



図 5.4.4-6 全景写真

-1/400



図 5.4.4-7 全景写真

1/400②



図 5.4.4-8 全景写真

-1/400②



(a) 全景写真



図 5.4.4-9 R=-1/400 損傷状況

1/200



図 5.4.4-10 全景写真

-1/200



図 5.4.4-11 全景写真
1/200②



図 5.4.4-12 全景写真

-1/200②



(a) 全景写真



図 5.4.4-13 R=-1/200 損傷状況





図 5.4.4-14 全景写真



図 5.4.4-15 全景写真

1/133②



図 5.4.4-16 全景写真

-1/133②



図 5.4.4-17 全景写真



図 5.4.4-18 全景写真



図 5.4.4-19 全景写真

1/100②



図 5.4.4-20 全景写真

-1/100②



(a) 全景写真



図 5.4.4-21 R=-1/100 損傷状況



図 5.4.4-22 全景写真



図 5.4.4-23 全景写真



(a) 全景写真



図 5.4.4-24 R=1/67 損傷状況



(a) 全景写真



図 5.4.4-25 R=-1/67 損傷状況



図 5.4.4-26 全景写真



図 5.4.4-27 全景写真

1/50②



(a) 全景写真



図 5.4.4-28 R=1/50 損傷状況

```
-1/50②
```



(a) 全景写真



図 5.4.4-29 R=-1/50 損傷状況



(a) 全景写真



(b) ひび割れ図 図 5.4.4-30 R=1/33 損傷状況



(a) 全景写真



図 5. 4. 4-31 R=-1/33 損傷状況

5.4.4.3.2. B-U 全景写真・ひび割れ図

1/1600



図 5.4.4-32 全景写真



図 5.4.4-33 全景写真

1/800



図 5.4.4-34 全景写真



図 5.4.4-35 全景写真

1/400



図 5.4.4-36 全景写真



図 5.4.4-37 全景写真

1/400②



図 5.4.4-38 全景写真

-1/400②



(a) 全景写真



図 5.4.4-39 R=-1/400 損傷状況

1/200



図 5.4.4-40 全景写真



図 5.4.4-41 全景写真

1/200②



図 5.4.4-42 全景写真

-1/200②







図 5.4.4-43 R=-1/200 損傷状況

1/133



図 5.4.4-44 全景写真

```
-1/133
```



図 5.4.4-45 全景写真

1/133②



図 5.4.4-46 全景写真

-1/133②



図 5.4.4-47 全景写真
1/100



図 5.4.4-48 全景写真

-1/100



図 5.4.4-49 全景写真

1/100②



図 5.4.4-50 全景写真

-1/100②





図 5.4.4-51 R=-1/100 損傷状況



図 5.4.4-52 全景写真



図 5.4.4-53 全景写真

1/67②



図 5.4.4-54 全景写真

```
-1/67②
```





図 5.4.4-55 R=-1/67 損傷状況



図 5.4.4-56 全景写真



図 5.4.4-57 全景写真

1/50②



図 5.4.4-58 全景写真

-1/50②



(a) 全景写真



図 5.4.4-59 R=-1/50 損傷状況



(a) 全景写真



(b) ひび割れ図 図 5.4.4-60 R=1/33 損傷状況



(a) 全景写真



図 5.4.4-61 R=-1/33 損傷状況

5.4.4.4. ひび割れ幅推移

5.4.4.4.1. B-I

正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-61 に,正載荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-62 に,正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.4.4-63 に示す。









負載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-64 に,負載荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-65 に,負載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.4.4-66 に示す。



図 5.4.4-66 負載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較

5.4.4.4.2. B-U

正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-67 に,正載荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-68 に,正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.4.4-69 に示す。





負載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-70 に,負載荷における除荷時のひび割れ幅推移を図 5.4.4-71 に,負載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を図 5.4.4-72 に示す。



図 5.4.4-72 負載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較

5.4.5. 実験結果に基づく考察

5.4.5.1. 荷重変形関係の骨格曲線評価

5.4.5.1.1. 剛性·耐力算定方法

壁梁部材の剛性・耐力等の算定は壁式規準^{54.5-1)}, RC 規準^{54.5-2)}, 靱性指針^{5.4.5-3)}及 び黄色本^{5.4.5-4)}に示される評価式を用いて行った。なお,曲げ終局強度は文献^{5.4.5-1)} に示される式(1),および文献⁴⁾に示される式(2)の2通りの式を用いて算定した。以下 に算定方法を示す。

初期剛性

初期曲げ剛性

$$K_f = \frac{6E_c \cdot I_e}{L}$$
 [Nmm] 反曲点比 0.5 の場合 (5.4.5-1)

$$K_f = \frac{3E_c \cdot I_e}{L}$$
 [Nmm] 反曲点比 1.0 の場合 (5.4.5-2)

L: 部材長さ[mm]

 $E_c: コンクリートのヤング係数[N/mm²]$

$$E_{c} = 3.35 \cdot 10^{4} \left(\frac{\gamma}{24}\right) \left(\frac{F_{c}}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$$
(5.4.5-3)

γ: コンクリートの気乾単位体積重量[kN/m³]で特に調査しない場合は 1.0 を減じたものとする。

 I_e :等価断面 2 次モーメント $[mm^4]$ で補強後の断面を一様部材として算定する。

$$I_e = I_o + (n-1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n-1) \cdot a_c \cdot y_s^2$$
(5.4.5-4)

- $I_o: 無筋の断面 2 次モーメント(= \frac{bD^3}{12})[mm^4]$
- a_t:引張鉄筋の断面積[mm²]
- a_c: 圧縮筋の断面積[mm²]
- y_s:中立軸から鉄筋までの距離[mm]
- F_c: コンクリートの設計基準強度[N/mm²]

n:ヤング係数比(= $\frac{s^E}{E_c}$)

断面 2 次モーメントを算定する際のスラブの考慮すべき断面積は協力部分までと する。協力幅は下式によるものとする。

$$\begin{cases} \neg - \times \times \overline{\eta} \\ \beta \\ \psi_{a} = 0.1 \\ \psi_{a}$$

a: { 並列 T 形部材では材の側面までの距離 並列 T 形部材ではその片面フランジ幅の 2 倍の長さ 1: ラーメン材または連続梁のスパンの長さ[mm] *l*₀: 単純梁のスパンの長さ[mm] 初期せん断剛性

$$K_S = \frac{GA}{\kappa L} \tag{5.4.5-6}$$

L:クリアスパン[mm]

G: せん断弾圧性係数[N/mm²]で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ とする。

A:部材断面積(スラブ考慮)[mm²] ν:ポアソン比で, ν=0.2 とする。 κ:せん断形状係数で, 1.2 とする。

初期曲げせん断剛性

$$K_o = \frac{1}{\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_s}}$$
(5.4.5-7)

ひび割れ強度 曲げひび割れ強度

$$\mathbf{M} = (0.56\sqrt{\sigma_B}) \cdot Z_e[\mathbf{N} \cdot \mathbf{mm}] \tag{5.4.5-8}$$

 Z_e :端部曲げ補強筋を考慮した断面係数[mm³] σ_B :コンクリートの圧縮強度[N/mm²]で,設計基準強度とする。

せん断ひび割れ強度

$$Q_c = \tau_{scr} \cdot b \cdot D/\kappa \quad [N] \tag{5.4.5-9}$$

 τ_{scr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度(= $0.31\sqrt{F_c}$)[N/mm²]

F_c: コンクリートの設計基準強度[N/mm²]

D: 壁梁のせい[mm]

κ:断面形状係数(長方形の場合 1.5, T 形の場合 1.2)

剛性低下率

曲げ剛性低下率

(a)スラブが圧縮側の場合

有効スラブ幅を考慮した有効幅 B と梁せい D からなる仮想の矩形梁に置換し,下 式により算定する。

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta\right)\left(\frac{d}{D}\right)^2$$
(5.4.5-10)

- n:ヤング係数比
- $p_t: 引張鉄筋比(=rac{a_t}{BD})$
- <u>a</u>:シアスパン比
- $\eta: 軸力比 \left(=\frac{N}{\sigma_B D_h}\right)$

d: 有効せい[mm]

- D:部材せい[mm]
- (b)スラブが引張側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043(\frac{a}{D}) + 0.33\eta)(\frac{d}{D})^2 \cdot \frac{I_0}{I_t}$$
(5.4.5-11)

$$p_t = \frac{a_t + a_s}{bD} \tag{5.4.5-12}$$

- a_s :協力幅内のスラブ筋の全断面積 $[mm^2]$ a_t :引張主筋断面積 $[mm^2]$ I_0 :矩形梁(bD)の断面二次モーメント $[mm^4]$ I_t :T形梁の断面二次モーメント $[mm^4]$ n:ヤング係数比(= $\frac{sE}{E_c}$) $\frac{a}{p}$:シアスパン比 η:軸力比(= $\frac{N}{\sigma_B D_b}$) d:有効せい[mm]
- D:部材せい[mm]

終局強度

曲げ終局強度

略算解

 $M_u = 0.9a_t\sigma_y d$

(5.4.5-13)

 a_t :引張鉄筋断面積で引張側にスラブ筋がある場合,それを含み,引張縁から鉄筋 重心位置までを引張鉄筋とした

 σ_v :引張鉄筋の材料強度

d: 有効せい (梁圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離)とする。

曲げ精算解

鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説^{5.4.5-5)}に記載された精 算法に従って計算した。

曲げ終局モーメントは、平面保持を仮定した断面解析により算定する。このとき コンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下の条件をもとに曲げ終局強度 を算出する。

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比 例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- B) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- C) コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。
- D) 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を 負担しないものとする。

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは,以上の仮定に基づいて以下のように算 定する。断面力による抵抗モーメントは,重心軸まわりのモーメントで表すと次式と なる。

$$M = \sum A_s \cdot \sigma_s \cdot d_g + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} \cdot b \cdot (g - x) dx \quad (N \cdot mm)$$
(5.4.5-14)

A_t:鉄筋1段ごとの断面積 (mm²)

σ_{cx}:各鉄筋の応力度 (N/mm²)

g:圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

xn:圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

x_nは断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st}\sigma_{st} = \sum A_{sc}\sigma_{sc} + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} \, \mathrm{bdx}$$

 A_{st} :中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積 (mm²) σ_{st} :中立軸より引張側にある鉄筋の応力度 (N/mm²) A_{sc} :中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積 (mm²) σ_{sc} :中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度 (N/mm²)

非線形分布する圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_n に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメントMは、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = \sum A_s \sigma_s d_a + \beta_1 (g - \beta_1 x_n/2) \sigma_{av} b x_n \quad (N \cdot mm)$$
(5.4.5-16)

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318 規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 σ_{av} =0.85 σ_{B} と係数 β_{1} を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_{1} として下記の値が推奨されている。

 $\begin{array}{ll} \beta_1 = 0.85 & (\sigma_B \leq 280 \, \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 = 0.85 \cdot 0.05 (\sigma_B \cdot 280) / 70 & (280 \, \text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560 \, \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 = 0.65 & (\sigma_B > 560 \, \text{kgf/cm}^2 \end{array}$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる。

$$M = \sum A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot d - \sum A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot d_c - \int_0^{x_n} \sigma_{cx} \cdot b \cdot (x_n - x) \, dx \tag{5.4.5-17}$$

d:圧縮縁から各引張側鉄筋までの距離 (mm)

d_c:圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm) コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、また、M=M_uとすると 上式は、

$$M_u = A_{st}\sigma_{st}d + A_{sc}\sigma_{sc}d_c + \sigma_{av}b(\beta_1 x_n)^2/2(N \cdot mm)$$
(5.4.5-18)

となり抵抗モーメントは*Mu*によって計算することが出来る。終局時には圧縮縁のコンクリートひずみ度が 0.003 になるものと仮定し, その場合に算出される*Mu*を壁梁の曲げモーメントとする。

式(5.4.5-18)を用いて曲げ終局強度の算定を行う場合,既存壁梁と補強部壁梁が一体化 していると考え,1つの梁として算定する場合と既存壁梁と補強部壁梁の曲げ終局強 度をそれぞれ算定したしあわせる場合の2通りの方法で行う。表-4中では前者を「式 (5.4.5-18)」と記し,後者を「式(5.4.5-18)分割」と記すこととする。なお,式(5.4.5-18) において算定する場合の σ_B は既存部のコンクリート強度とし,式(5.4.5-18)分割におい て算定する場合の σ_B は既存部と補強部のそれぞれのコンクリート強度とする。

せん断終局強度

(a)スラブが圧縮側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$)および p_{te} を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は考慮しない。

$$Q_{su} = \{\frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c+18)}{\frac{M}{Qd}+0.12} + 0.85\sqrt{p_{we}\sigma_{wy}}\}b_e \mathbf{j}[\mathbf{N}]$$
(5.4.5-19)

be: 等価長方形幅[mm]

$$p_{te}$$
:等価引張鉄筋比 $\left(=\frac{a_t}{b_e d} \cdot 100\right)$ [%]

 p_{we} :等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left(=\frac{a_w}{b_{es}}\right)$

d: 有効せい(梁主筋のみ)[mm]

 $\frac{M}{Qd}$: シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd}$ < 1のとき1とし、 $\frac{M}{Qd}$ > 3のとき3とする。)

 $j: 応力中心間距離(= \frac{7}{3}d)[mm]$

σ_{wv}: せん断補強筋の降伏強度[N/mm²]

(b)スラブが引張側の場合

大野荒川 mean 式に対して,スラブ片側につき lm の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいの等しい長方形断面としたスラブ幅 b_e を用いるが, $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 p_w および p_t の代わりに b_e を用いて算出した p_{we} (ただし $p_{we} \leq 1\%$)および p_{te} を用いる。この時,スラブ主筋断面積は lm 幅のスラブの範囲内を考慮することとする。

$$Q_{su} = \frac{0.068p_{te}^{0.23}(F_c+18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{we}\sigma_{wy}} b_e j[N]$$
(5.4.5-20)

b_e:等価長方形幅[mm]

$$p_{te}:$$
等価引張鉄筋比 $\left(=rac{a_t}{b_{ed}}\cdot 100
ight)$ [%]

$$p_{we}$$
:等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left(=rac{a_w}{b_es}
ight)$

d:有効せい(梁主筋のみ)[mm]
$$\frac{M_{qa}}{Qa}: シアスパン比(ただし $\frac{M_{qa}}{Qa} < 1$ のとき1とし、 $\frac{M_{qa}}{Qa} > 3$ のとき3とする。)
j:応力中心間距離($= \frac{r_{a}}{s}d$)[mm]
 $\sigma_{wy}: せん断補強筋の降伏強度[N/mm2]$$$

5.4.5.1.2. 骨格曲線評価

開口補強を行った壁梁の剛性・耐力を評価するうえで評価式の精度について検討を 行う。骨格曲線と実験値の比較を図 5.4.6-1 に,算定値の精度を表 5.4.5-1 に示す。実 験の加力方式は逆対称形式であることから 1 部材中にスラブ圧縮部と引張部が同時 に存在することとなるため,せん断終局強度および剛性低下率についてはスラブ圧縮 時と引張時の値の平均値とする。実験値における最大耐力と算定強度を比較したとき, 安全側に精度よく評価できることが確認された。

文献の式において,既存壁梁と補強部壁梁が一体化していると考え,1つの梁とし て略算式(式(5.4.5-13),式(5.4.5-18))にて算定する場合と,既存壁梁と補強部壁梁の 曲げ終局強度をそれぞれ算定し足しあわせる場合(式(5.4.5-18))の2通りの方法で行 う。図 5.4.6-1 および表 5.4.5-1 中では式(5.4.5-13)にて算定した値を「略算式」とし, 式(5.4.5-18)にて算定した値を「精算式」と記す。この場合,精算式を用いて既存壁梁 と補強部壁梁の曲げ終局強度を足し合わせる場合はこれを「精算式分割」と記すこと とする。

「精算式分割」を用いた場合,安全側に評価することができたが,既存壁梁と補強部 壁梁が一体化していることを前提として式(5.4.5-18)にて算定した値は僅かに実験値 を危険側に評価した。このことから,既存壁梁と補強部壁梁が完全には一体化してい なかった可能性が示唆される。

		・ 破壊 ミモード	最大 耐力 (kN)	算定值														
試験体	載荷 方法			スラブ圧縮側				スラブ引張側			全体				最大耐力/算定値			
					曲げ終局 M(kNm)) 	せん断		曲げ終局 M(kNm)		せん断		曲げ終局 M(kNm))	せん断	政質士	神質子	精算式
				略算式	精算式	精算式 分割	f算式 強度(kN)	略算式	精算式	精算式 分割	^{派(内)} 強度(kN)	略算式	精算式	精算式 分割	_{減周} 強度(kN)	*17 7 4 70	伯异式	分割
D I	Ε	曲げ	288.6	195.4 204.6	04.6 200.7	0 7 252 6	100.0	127 /	100.6	121.6	247.0	276.6	251.2	200.6	1.17	1.04	1.15	
D-1	負	曲げ	-264.2		204.0 20	200.1	332.0	100.5	50.5 127.4	.4 100.0	424.0	247.0	270.0	231.2	200.0	1.07	0.96	1.05
B-U	正	曲げ	258.2	195.4	.4 204.7 202.6	202.6	202.6 321.6	87.7	87.7 114.8	88.0	389.1	235.9 266.4	0 266 /	242.1	255.4	1.09	0.97	1.07
	負	曲げ	-277.7			202.0		01.1					242.1	333.4	1.18	1.04	1.15	

表 5.4.5-1 終局強度の算定精度





図 5.4.6-1 荷重変形関係の骨格曲線と実験値の比較

参考文献

- 5.4.1-1 高橋良輔ほか:新設開口設置に伴い補強を行った RC 壁梁の構造特性評価の ための実験,コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No2, pp.223-228, 2019
- 5.4.5-1 日本建築学会:壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説, 2015
- 5.4.5-2 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.6
- 5.4.5-3 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 5.4.5-4 国土政策技術総合研究所,国立研究開発法人建築研究所監修:2015 年版建築 物の構造関係技術基準解説書,2020
- 5.4.5-5 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004.1

5.5. せん断要素実験

5.5.1. 実験目的

壁式鉄筋コンクリート造建物の空間拡大を実施する場合に,空間拡大後の建物の構 造性能を確保するために耐震補強をすることが考えられる。その場合に,補強部と既 存部の一体性を確保することが重要である。そこで,既存部のコンクリートに対し, 比較的高い強度を有する補強部コンクリートを新設した際に,接合面での応力伝達性 状を明らかにすることを目的とした直接せん断実験を実施する。

5.5.2. 試験体概要

試験体概要を表 5.5.2-1 に、コンクリート材料試験結果を表 5.5.2-2 に、試験体配筋 図を図 5.5.2-1 に、目荒らしの状況を写真 5.5.2-1 に示す。なお鉄筋の材料試験は後日 実施予定であるためここでは省略する。試験体は既存のコンクリートに対し、比較的 強度の高いコンクリートを増し打ちしたものである。試験体パラメータはその際の接 合筋の有無およびその施工方法と目荒らしの有無およびその処理方法である。接合筋 が先付け鉄筋である試験体は S-P, C-P, T-P の 3 種類である。接合筋がエポキシ樹脂 系接着剤によって既存部に定着されているあと施工アンカーであるものは S-A, C-A, T-A の 3 種類である。接合筋がないものは S-O, C-O の 2 種類である。また目荒らし の方法がサンダーがけによるものが S-P, S-A, S-O の 3 種類で, チッピングによるも のが C-P, C-A, C-O の 3 種類で, 目荒らしをしていないもの(既存部と補強部にテフ ロンシートを介したもの)が T-P, T-A の 2 種類である。試験体は以上の 8 種類であり 各種類においてそれぞれ 3 体で, 計 24 体である。

表	5.5.2-1	試験体概要

試験体名	既存部コンクリート強度 (N/mm ²)	補強部コンクリート強度 (N/mm ²)	ダボ筋	目荒らし の方法	試験体数
S-P			D10(SD345)(先付け)		
S-A	-		D10(SD295A)(あと施工)	サンダーがけ	
S-O			なし		
C-P	18	27	D10(SD345)(先付け)		3
C-A	10	27	D10(SD295A)(あと施工)	チッピング	5
C-0			なし		
T-P			D10(SD345)(先付け)	たし (テフロン)	
T-A			D10(SD295A)(あと施工)	·• · · (/ · · · ·)	

表 5.5.2-2 コンクリート材料試験結果

カフノ 上	呼び強度	ヤング係数	圧縮強度	引張強度
部1立	(N/mm^2)	$(\times 10^3 \text{N/mm}^2)$	(N/mm^2)	(N/mm^2)
既存部	18	21.6	33.5	2.88
補強部	27	25.5	48.8	3.51







(b) S-A, C-A, T-A



図 5.5.2-2 試験体配筋図



(a) サンダーがけ



(b) チッピング



(c) テフロン 写真 5.5.2-1 目荒らしの状況

5.5.3. 加力計画

加力装置図を図 5.5.3-1 に示す。建研で所有する直接せん断実験用治具を用いて接 合面にせん断力を作用させる。加力は正負交番繰り返し載荷とし、補強部と既存部の ずれ変位を2箇所で計測しこの平均値により制御を行う。加力サイクルはずれ変位± 0.25mm, ±0.5mmを1サイクルずつ、±0.75mm, ±1mm, ±1.5mm, ±2mm, ±3mm, ±4mmを2サイクルずつ、±6mmを1サイクルとしており、その後ずれ変位10mm までプッシュオーバーを行った。(C-P、C-A に関しては15mmまでプッシュオーバー を行った)接合筋を有さない S-O、C-O に関してはずれ変位での制御が難しいため、 荷重制御とし加力サイクルは±10kN、±20kN、±30kN、±40kN、±50kN、±60kN、 ±70kN、±80kN、±90kN、±100kN、±110kN、±120kN、±140kN を2サイクルず つとした。なお図 5.5.3-1の矢印方向を正載荷とし、治具と試験体の間に挟んだプレー トを入れ替えることで加力の正負を入れ替える。





図 5.5.3-1 加力装置図

5.5.4. 計測計画

本実験では変位計による変位の計測と接合筋がある試験体に関してはひずみゲー ジによる鉄筋のひずみの計測を行った。変位計は加力方向と水平の既存部と補強部の ずれ変位を計測するものを2箇所,加力方向と鉛直の既存部と補強部のずれ変位を計 測するものを2箇所設置して計測を行った。またひずみゲージは3本の接合筋のそれ ぞれ2箇所の裏表に貼り付け,計12箇所のひずみを計測した。



図 5.5.4-1 ゲージ位置図

5.5.5. 実験結果

5.5.5.1. 既存部と補強部のコンクリートの固着強度

既存部と補強部のコンクリートの固着強度を表 5.5.5-1 に示す。本実験ではある程 度の荷重を加えるまでは主に既存部と補強部のコンクリートの固着がせん断力を負 担し、固着がなくなってから接合筋がせん断力を負担すると考えられる。表 5.5.5-1 で は固着がなくなったと考えられる、最初にずれ変位が急激に大きくなった点を既存部 と補強部のコンクリートの固着強度として示す。

各試験体の平均の固着強度を比較するとサンダーがけによって目荒らし処理され ているものの方が比較的,固着強度が高いことが確認された。また固着強度は同じ試 験体においてもばらつきが大きく,この原因としては,固着強度は目荒らしの施工精 度に大きく左右されることが上げられる。

計陸仕々	各試験体の固着強度(kN)						
武歌14-石	1体目	2体目	3体目	平均			
S-P	-109.33	-142.33	-91.00	-114.22			
S-A	-150.67	-91.00	-62.67	-101.45			
S-O	-170.00	-155.33	-140.33	-155.22			
C-P	-64.67	-118.67	-44.00	-75.78			
C-A	-66.67	-82.67	-64.33	-71.22			
C-0	-56.33	-57.00	-42.67	-52.00			
T-P	-	-	-	-			
T-A	-	-	-	-			

表 5.5.5-1 既存部と補強部のコンクリートの固着強度
5.5.5.2. 荷重変形関係と鉄筋降伏状況

実験により得られた荷重ーずれ変位関係を図 5.5.5-1 から図 5.5.5-8 に示す。各図に は最初に接合筋が降伏した点をプロットした。なお,鉄筋の材料試験はまだ実施して いないため鉄筋の降伏ひずみは 2000 μ として接合筋の降伏点を調べた。

目荒らしをした試験体に関して、コンクリートの固着強度が接合筋による最大耐力 と同等かそれ以上のものが多いため、コンクリートの固着がなくなると同時に接合筋 が変形することで、比較的小さいずれ変位において接合筋が直ちに降伏することが確 認された。そのため目荒らしを行っていない試験体と比較して比較的小さなずれ変位 で耐力低下が起き始めることが確認された。









(c) S-P-3

図 5.5.5-1 S-P 荷重-ずれ変位関係







(c) S-A-3



(b) S-A-2









(c) S-O-3

図 5.5.5-3 S-O 荷重-ずれ変位関係







(c) C-P-3



(b) C-P-2







-200 ずれ変位(mm)

-100 -150

図 5.5.5-5 C-A 荷重-ずれ変位関係





(c) C-O-3

図 5.5.5-6 C-O 荷重- ずれ変位関係



(b) T-P-2





(c) T-P-3

図 5.5.5-7 T-P 荷重-ずれ変位関係





(a) T-A-1

(b) T-A-2



- (c) T-A-3
 - 図 5.5.5-8 T-A 荷重-ずれ変位関係

5.5.6. 実験結果に基づく考察

5.5.6.1. 許容せん断力の算定

5.5.6.1.1. 許容せん断力の算定方法

各種合成構造設計指針^{5.5.6-1)},および耐震改修設計指針^{5.5.6-2)}における接着系アンカ ーのせん断耐力に関する以下の評価式を用いて,許容せん断力の算定を行った。

各種合成構造設計指針 5.5.6-1)

$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}) \tag{5}$	5.5.6) -1	.)
--	-------	-------------	----

 $q_{a1} = \varphi_1 \cdot {}_s \sigma_{qa} \cdot {}_{sc} a \tag{5.5.6-2}$

 $q_{a2} = \varphi_2 \cdot {}_c \sigma_{qa} \cdot {}_{sc} a \tag{5.5.6-3}$

$$q_{a3} = \varphi_2 \cdot {}_c \sigma_t \cdot A_{qc} \tag{5.5.6-4}$$

- *q_a*:接着系アンカーボルト1本当たりの許容せん断力
- *q*_{a1}:接着系アンカーボルトのせん断力により決まる場合のアンカーボルト 1 本当た りの許容せん断力
- qa2:定着した躯体の支圧強度により決まる場合の接着系アンカーボルト1本当たりの許容せん断力
- *q*_{a3}:定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の接着系アンカーボルト1本当たりの許容せん断力
- *φ*1, *φ*2: 低減係数で表 5.5.6-1 の値を用いる。

	$arphi_1$	$arphi_2$	$arphi_3$
長期荷重用	2/3	1/3	1/3
短期荷重用	1.0	2/3	2/3

表 5.5.6-1 低減係数

 $s\sigma_{aa}$:接着系アンカーボルトのせん断強度で $s\sigma_{qa} = 0.7 \cdot s\sigma_y$ とする。

 $s\sigma_v$: 接着系アンカーボルトの規格降伏点強度

sca:接着系アンカーボルトの断面積で,軸部断面積とねじ部有効断面積の小なる方の 値をとる。

 $c\sigma_{aa}$: コンクリートの支圧強度で、 $c\sigma_{aa} = 0.5 \cdot \sqrt{F_c \cdot E_c}$ とする。

 $c\sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度で、 $c\sigma_t = 0.31\sqrt{F_c}$ とする。

F_c:コンクリートの設計基準強度

 $E_c: コンクリートのヤング係数$

 A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積で $A_{qc} = 0.5\pi c^2$ とする。 c: へりあき寸法

耐震改修設計指針 5.5.6-2)

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \tag{5.5.6-5}$$

$$Q_{a1} = 0.7\sigma_y \cdot {}_{s}a_e \tag{5.5.6-6}$$

$$Q_{a2} = 0.4\sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot {}_s a_e \tag{5.5.6-7}$$

 $Q_a: アンカー1本当たりのせん断耐力(N)で、<math>\tau(=Q_a/_s a_e)$ は294N/mm²以下とする。 $Q_{a1}:$ 鋼材の強度で決まるアンカー1本当たりのせん断耐力(N) $Q_{a2}: コンクリートの支圧強度で決まるアンカー1本当たりのせん断耐力(N)$ $\sigma_y: 鉄筋の規格降伏点(N/mm²)$ $sa_e: 接合面におけるアンカー本体またはアンカー筋の断面積(mm²)$ $E_c: 既存部コンクリートのヤング係数(N/mm²)$ $\sigma_B: 既存部コンクリートの圧縮強度(N/mm²)$

各種合成構造設計指針 ^{5.5.6-1)}と耐震改修設計指針 ^{5.5.6-2)}における評価式の違いについて

耐震改修設計指針では定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん 断力を考慮していない為,へりあき寸法等が小さい時2つの指針における許容せん断 力は大きく異なる場合がある。

5.5.6.1.2. 許容せん断力の算定結果

5.5.6.1.1.に示す評価式を用いて算定した結果を表 5.5.6-2 に, 算定値と実験値の比較 を図 5.5.6-1 から図 5.5.6-6 に示す。

算定結果として,前述したようにへりあき寸法が小さいことが原因で各種合成構造 設計指針 ^{5.5.6-1})では定着した躯体のコーン状破壊により許容せん断力が決まるのに対 し,耐震改修設計指針 ^{5.5.6-2})では接着系アンカーボルトのせん断力により許容せん断 力が決まるため,2 つの指針における許容せん断力は大きく異なる結果となった。各 種合成構造設計指針は実験の各試験体においておおよそ下限値を,耐震改修設計指針 はおおよそ上限値を与えている。

試験体名	各種合成構造設計指針	耐震改修設計指針
S-P, C-P, T-P	31.71kN	51.68kN
S-A, C-A, T-A	31.71kN	44.19kN













図 5.5.6-1 S-P 算定値と実験値の比較





(c) S-A-3

図 5.5.6-2 S-A 算定値と実験値の比較











(c) C-A-3

図 5.5.6-4 C-A 算定値と実験値の比較













- 参考文献
- 5.5.6-1 日本建築学会:各種合成構造設計指針·同解説, 2010
- 5.5.6-2 日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同 解説, 2020.7

5.6. まとめ

5.6.1. まとめ

5章で行った耐力壁実験,壁梁実験,せん断要素実験で得られた知見を以下に示す。

<短辺耐力壁実験及び長辺耐力壁実験>

あと施工アンカーについて、いずれの試験体でも、付着応力は付着強度には到達し なかった。また、試験体の損傷状況についても付着破壊した可能性は低く、今回の埋 め込み長さを有した曲げ補強筋に対して接着系あと施工アンカーを適用することは 有効であるといえる。

また,骨格曲線を評価する際の剛性低下率については,引張側から2列目の主筋の 降伏時曲げモーメントを用いた場合,引張側から3列目の主筋の降伏時曲げモーメン トを用いた場合,そして引張側部材中央の主筋の降伏時曲げモーメントを用いた場合 と3通りで検討を行ったが,これらの違いが荷重変形関係に与える影響は僅かであり, どの手法も実験の挙動を概ね捉えた。

<壁梁実験>

補強を行った壁梁の荷重変形関係の骨格曲線はここで検討した方法により概ね精 度よく安全側に評価できた。なお,曲げ終局強度は精算法を用いて既存壁梁と補強部 壁梁を分割して算定した。

<せん断要素実験>

各試験体の固着強度を比較するとサンダーがけによって目荒らし処理されている ものが比較的,固着強度が高いことが確認された。また固着強度は同じ試験体にお いてもばらつきが大きく,この原因としては,固着強度は目荒らしの施工精度に大 きく左右されることが挙げられる。また,各種合成構造設計指針は実験の各試験体 においておおよそ下限値を,耐震改修設計指針はおおよそ上限値を与えた。