

付録 1

壁式架構における新設開口設置に伴い補強された

壁梁部の構造性能

付 1.1. はじめに

本実験は2018年2月と2018年9月の二度にわたり実施された(以下それぞれを補修前実験、補修後実験と称する)。補修前実験においては試験対象を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耐力壁の接合部としていたが、壁梁部材よりも耐力壁部材の破壊が先行してしまったため、開口補強を行った壁梁部材の性能を評価することができなかった。そこで補修後実験においては、壁梁と耐力壁接合部の補修を行ったうえで試験対象を壁梁単体に変更し実施した。

付 1.2. 補修前実験

付 1.2.1. 補修前実験試験体概要

補修前実験試験体概要を付表 1.2.1-1 に、使用コンクリート材料試験結果を付表 1.2.1-2 に、使用鉄筋材料試験結果を付表 1.2.1-3 に示す。補修前実験試験体配筋図を付図 1.2.1-1 に示す。

試験体は計3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耐力壁の接合部としている。ただし試験体 B-1 は既存開口周辺の壁梁と耐力壁の接合部試験体として、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る。

他試験体2体は、既存の壁梁の両側面に新たに曲げ補強筋(上端・下端ともに 2-D16)、せん断補強筋 (D10@100)を配し、新設部と既存部を接合するための通し筋(D16)を配したうえで、設計基準強度 F_c27 の普通コンクリートを増し打ちした。既存部は設計基準強度 F_c18 の普通コンクリートを打設している。また、通し筋は既存部に径 20mm の貫通孔を施工し、通し筋を設置したうえで無収縮モルタルを圧入している。

梁補強を行った2体の試験体では新設梁の配筋方法が異なる。試験体 B-2 では両側面にシングル配筋の補強梁をそれぞれ施工しているのに対し、試験体 B-3 では既存壁梁の下側をまたぐような U 字型の断面とし、せん断補強筋も U 字型に加工した。試験体は以上の3体であるが補修前実験では試験体 B-1 と B-2 の2体のみで実施した。

付表 1.2.1-1 補修前実験試験体概要

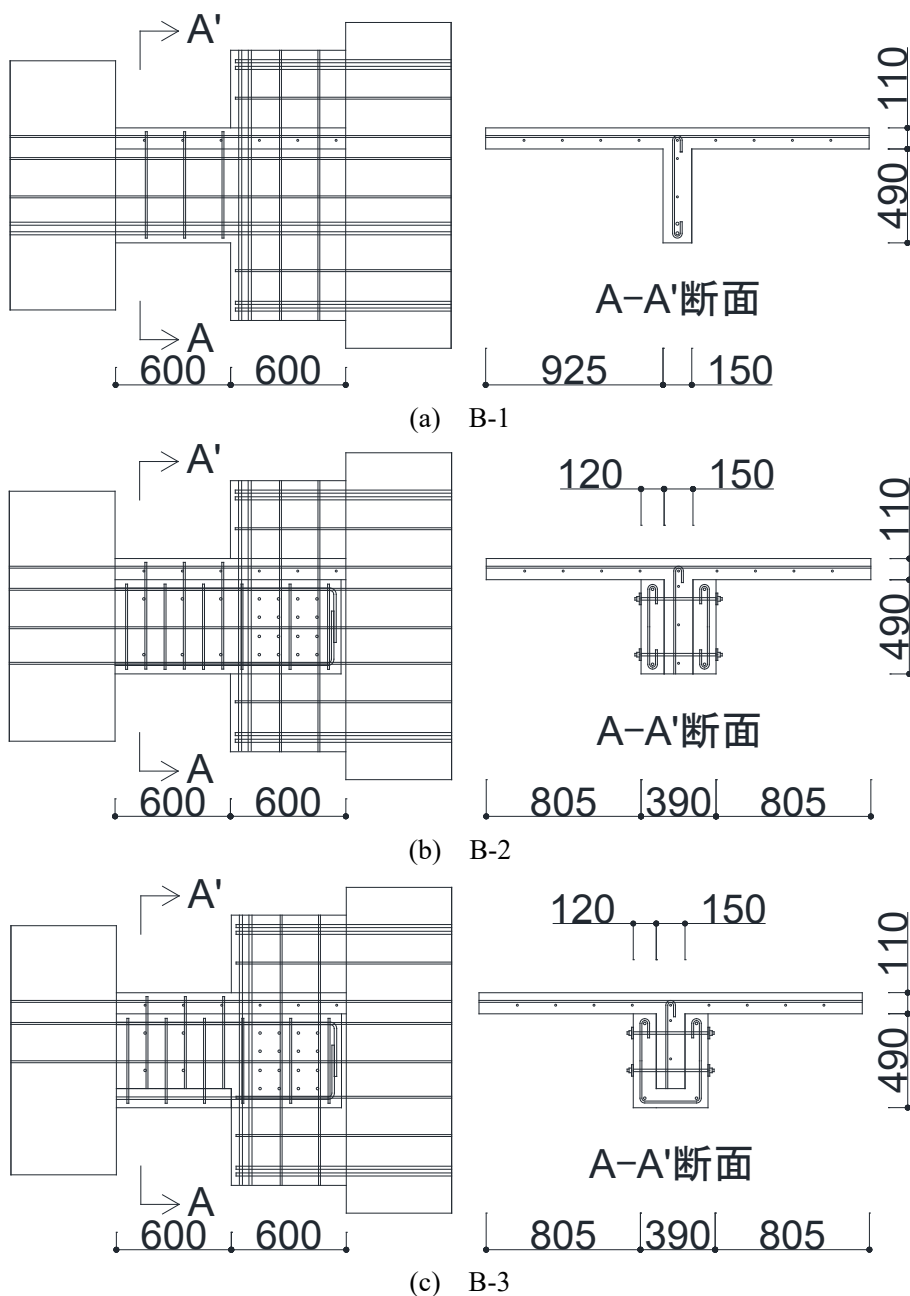
試験体名		B-1	B-2	B-3
既存壁梁	梁幅×梁せい(mm)	390×600		
	梁長さ(mm)	600.0		
	既存部縦横筋	D10@200 (SD295)		
	既存部開口補強筋	2-D16(SD345)	-	
新設梁	新設梁上端筋	-	2-D16(SD345)	
	新設梁下端筋	-	2-D16(SD345)	
	新設梁せん断補強筋	-	D10@200 (SD295)	
	通し筋	-	D16(SD345)	
スラブ	スラブ厚(mm)	110		
	片側幅(mm)	805		
	スラブ縦横筋	D10@200 (SD295)		

付表 1.2.1-2 使用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
	($\times 10^3 \text{N/mm}^2$)	(N/mm^2)	(N/mm^2)
既存部	23.3	20.9	1.91
補強部	29.3	37.1	2.86

付表 1.2.1-3 使用鉄筋材料試験結果

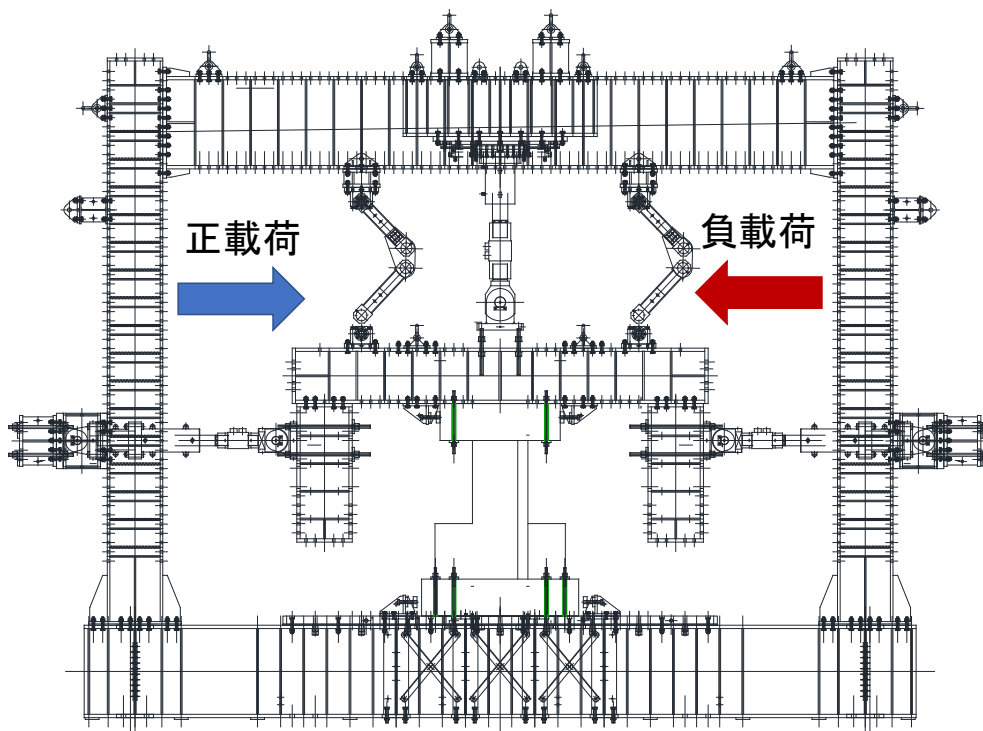
呼び径	ヤング係数	降伏強度	降伏ひずみ	引張強度
	$\times 10^3 (\text{N/mm}^2)$	(N/mm^2)	(μ)	(N/mm^2)
D10(SD295A)	187	356	1995	489
D16(SD345)	185	372	2062	543



付図 1.2.1-1 補修前実験試験体配筋図

付 1.2.2 補修前実験加力計画

加力装置図を付図 1.2.2-1 に示す。加力方式は片持ち梁形式での正負交番繰返載荷で軸力は 0 とし、反曲点高さは壁梁の危険断面位置から 600mm の高さとした。スラブ圧縮となる方向を正載荷とし、試験体の外側に取り付けた計測用フレームを用いて、加力位置と危険断面位置の相対水平変位を計測し、計測高さで除した変形角 R による制御を行った。載荷履歴は変形角 $R=1/1600, 1/800$ を 1 サイクルずつ、 $R=1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33$ を 2 サイクルずつ行った。

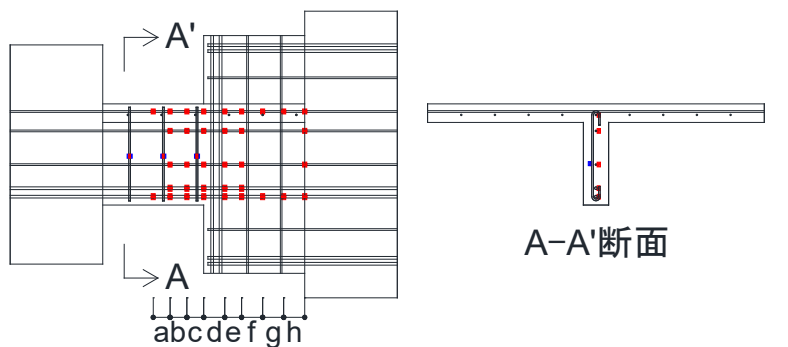


付図 1.2.2-1 加力装置図

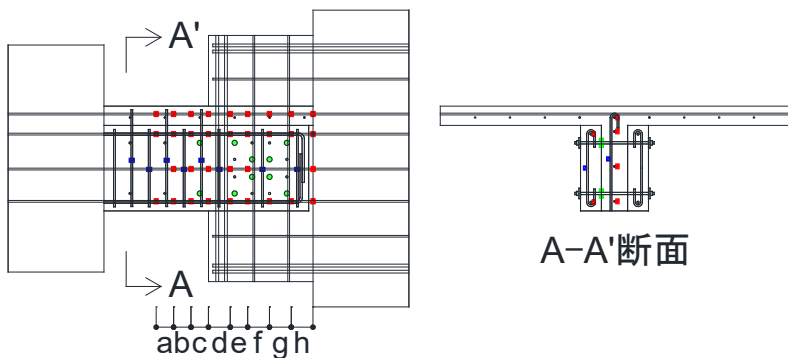
付 1.2.3. 補修前実験計測計画

付 1.2.3.1. 変位及びひずみ計測方法

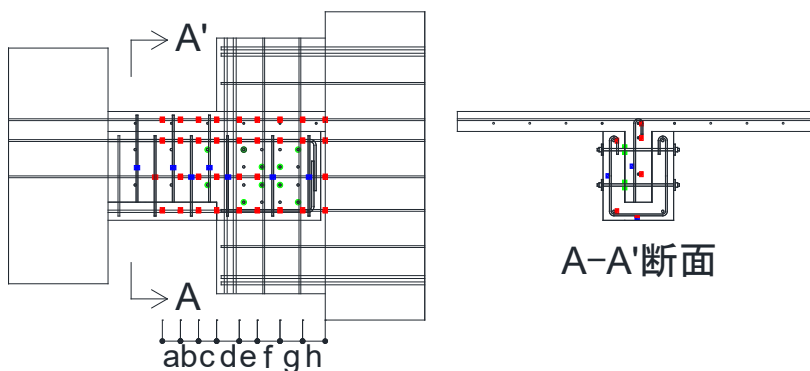
計測状況として、付図 1.2.3-1 に B-1,2,3 のインサート位置説明図及び鉄筋のひずみゲージ貼り付け説明図を示し、付図 1.2.3-2 に B-1,2,3 の変位計計測位置図を示す。試験体の絶対変位は試験体の外側に計測用フレームを組んで変位計を取り付け、試験体の標点に当てて計測した。試験体に生じる加力は、ジャッキに内蔵したロードセルにより計測した。



(a) B-1



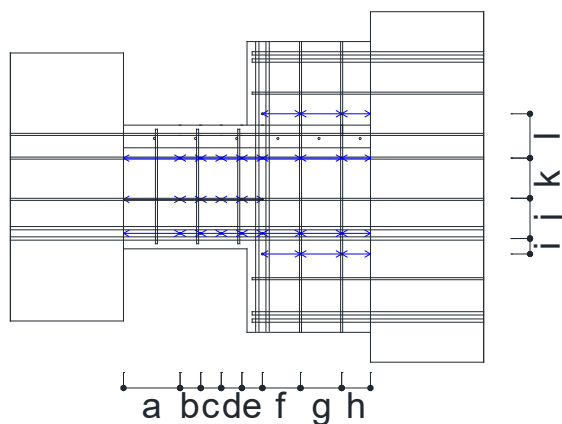
(b) B-2



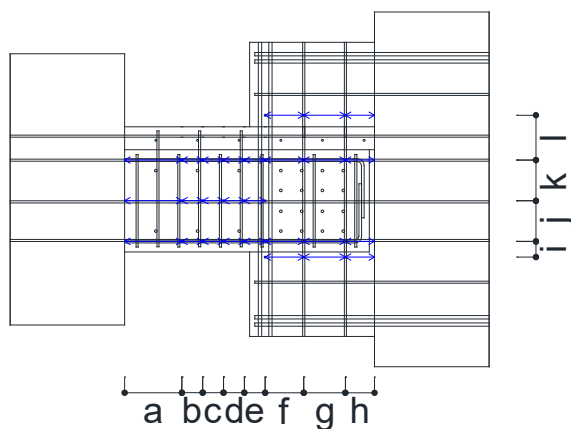
(c) B-3

a, b, c, e:100mm	■ ■ ■	ひずみゲージ
d, f, g, h:125mm	●	PC鋼棒

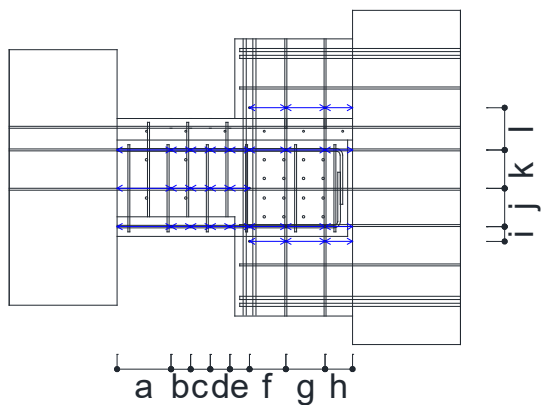
付図 1.2.3-1 ひずみゲージ，インサート位置図



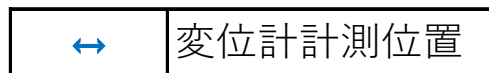
(a) B-1



(b) B-2



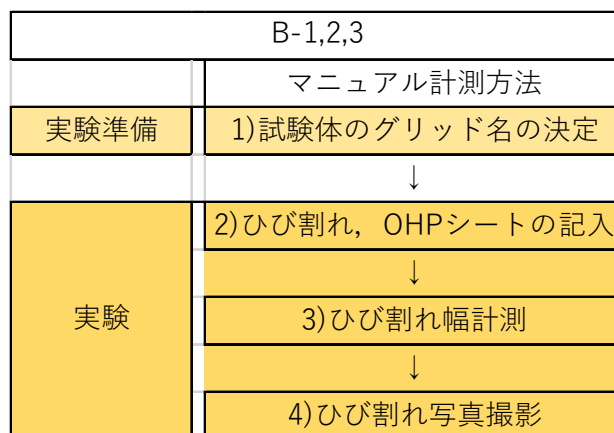
(c) B-3



付図 1.2.3-2 変位計取り付け位置図

付 1.2.3.2. ひび割れ計測方法

本実験では、試験体 B-1,2,3 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。以下の付図 1.2.3-3 に作業フローを示す。



付図 1.2.3-3 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。付図 1.2.3-3 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

グリッドの振り分けは基本横 200 mm×縦 200 mmとする。

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。

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目視により使用するクラックスケールに示されている幅で計測を行う。

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所的な破壊の状態を写真に収め, 変形角ごとの局所的な破壊性状を記録する。

付 1.2.4. 補修前実験結果

付 1.2.4.1. 破壊経過

B-1

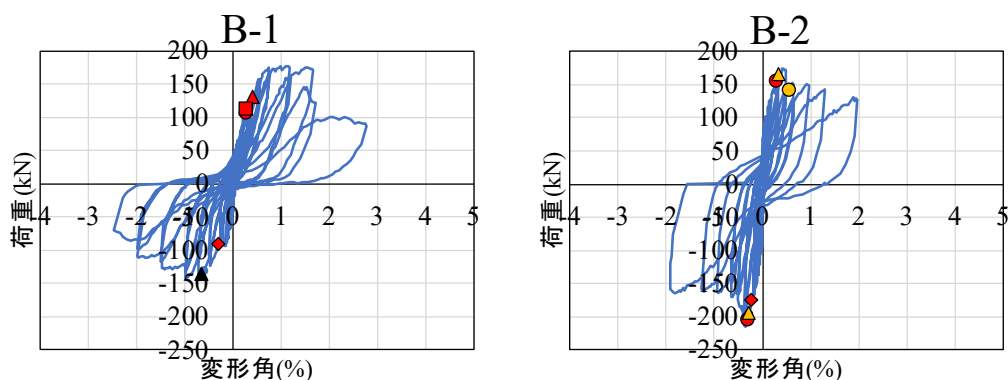
正載荷側では $R=0.262\%$ で梁既存曲げ補強筋が最初に引張降伏ひずみに達し、負載荷側では $R=-0.346\%$ でスラブ筋が最初に引張降伏ひずみに達した。また最大耐力は正載荷側では $R=1.11\%$ で 177.0kN 、負載荷側では $R=-0.934\%$ で -139.6kN を記録した。

B-2

試験体 B-2 は正載荷側では $R=0.288\%$ で既存梁端部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 $R=-0.223\%$ で既存スラブ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 $R=0.416\%$ で 174.5kN 、負載荷側では $R=-0.362\%$ で -214.9kN を記録した。最終的に正載荷側、負載荷側ともに耐力壁面の斜めひび割れが拡幅するとともに、急激な耐力低下が起きた。

付 1.2.4.2. 荷重変形関係と鉄筋降伏状況

各試験体の荷重変形角を付図 1.2.4-1 に示す。付図 1.2.4-1 には各鉄筋が降伏した位置をプロットした。



●: 梁既存曲げ補強筋 ■: 梁既存端部曲げ補強筋 ▲: 梁既存せん断補強筋 ◆: スラブ筋 ●: 梁新設曲げ補強筋 ▲: 梁新設せん断補強筋
○: 壁縦筋 ▲: 壁横筋 ▲: 梁既存曲げ補強筋と梁既存せん断補強筋(同時) △: 梁既存・新設曲げ補強筋と梁新設せん断補強筋(同時)

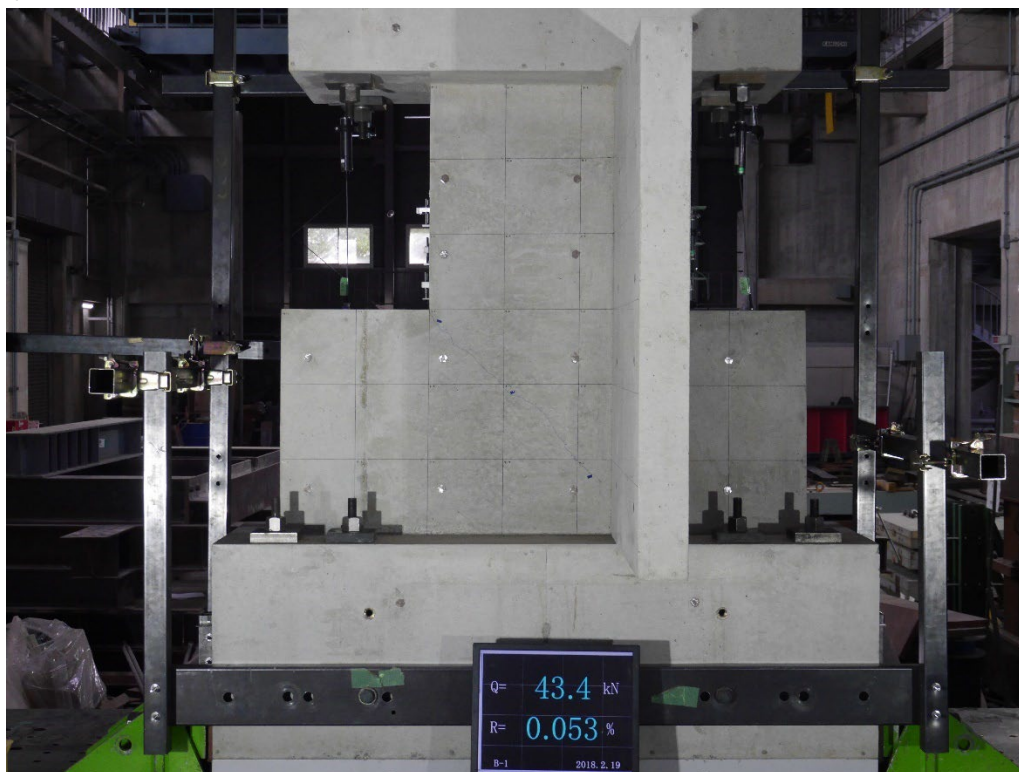
(a) B-1

(b) B-2

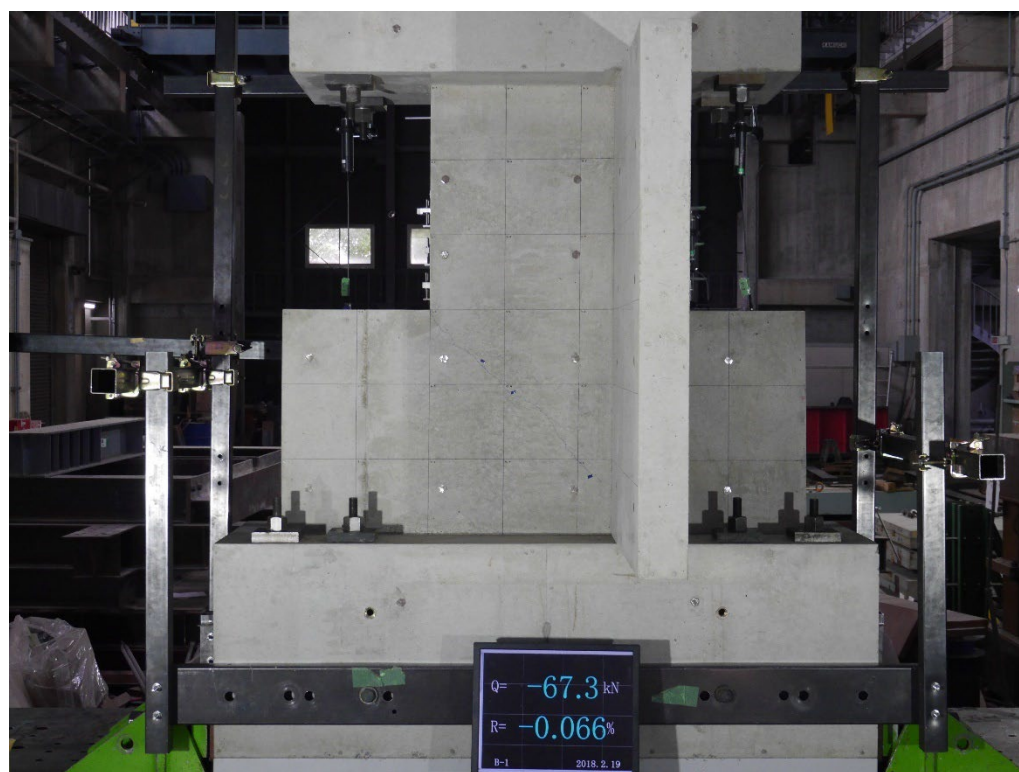
付図 1.2.4-1 荷重—変形関係

付 1.2.4.3. 試験体破壊推移

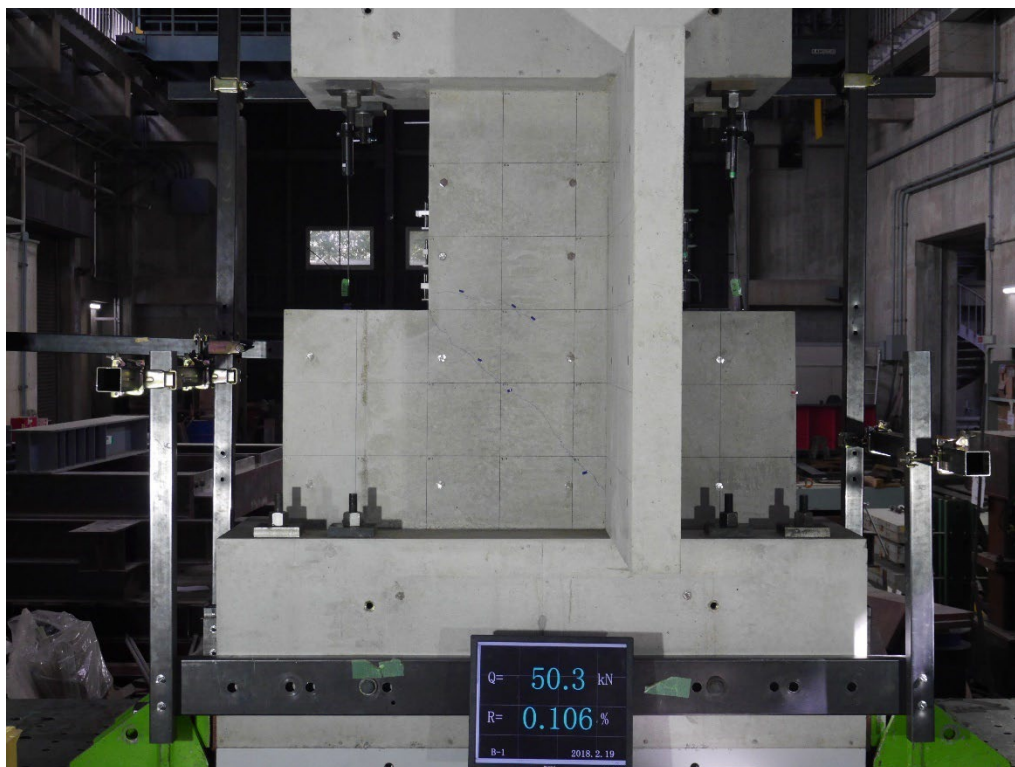
(1) B-1 全景写真



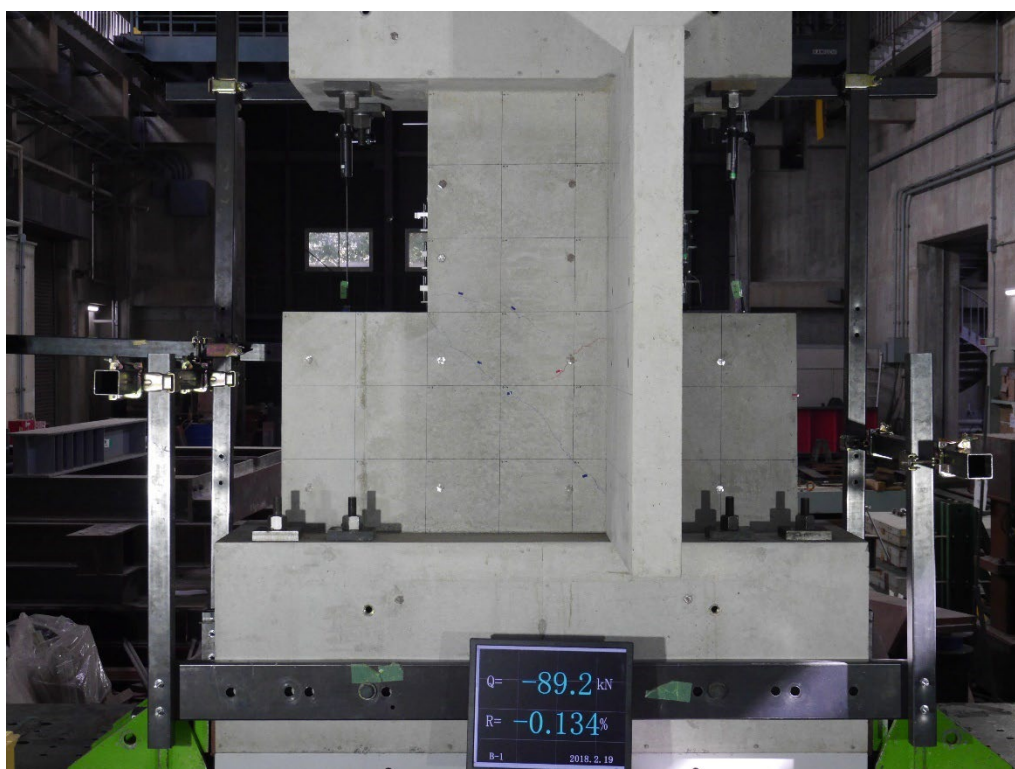
付写真 1.2.4-1 B-1 全景写真(R=+1/1600)



付写真 1.2.4-2 B-1 全景写真(R=-1/1600)

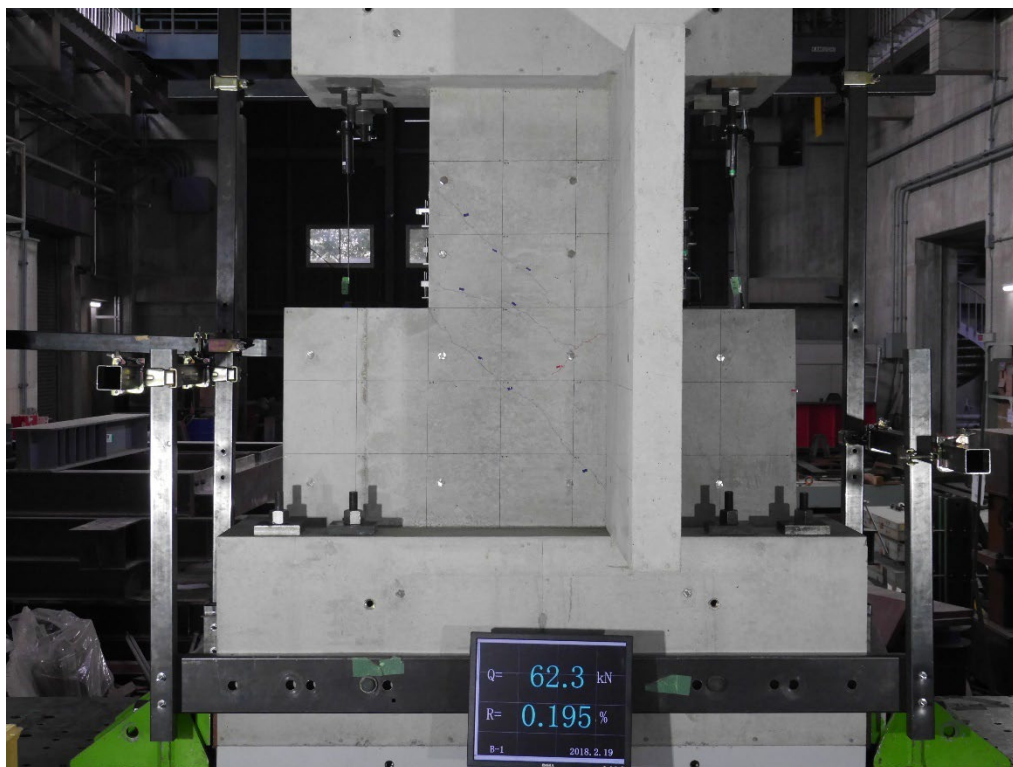


付写真 1.2.4-3 B-1 全景写真(R=+1/800)



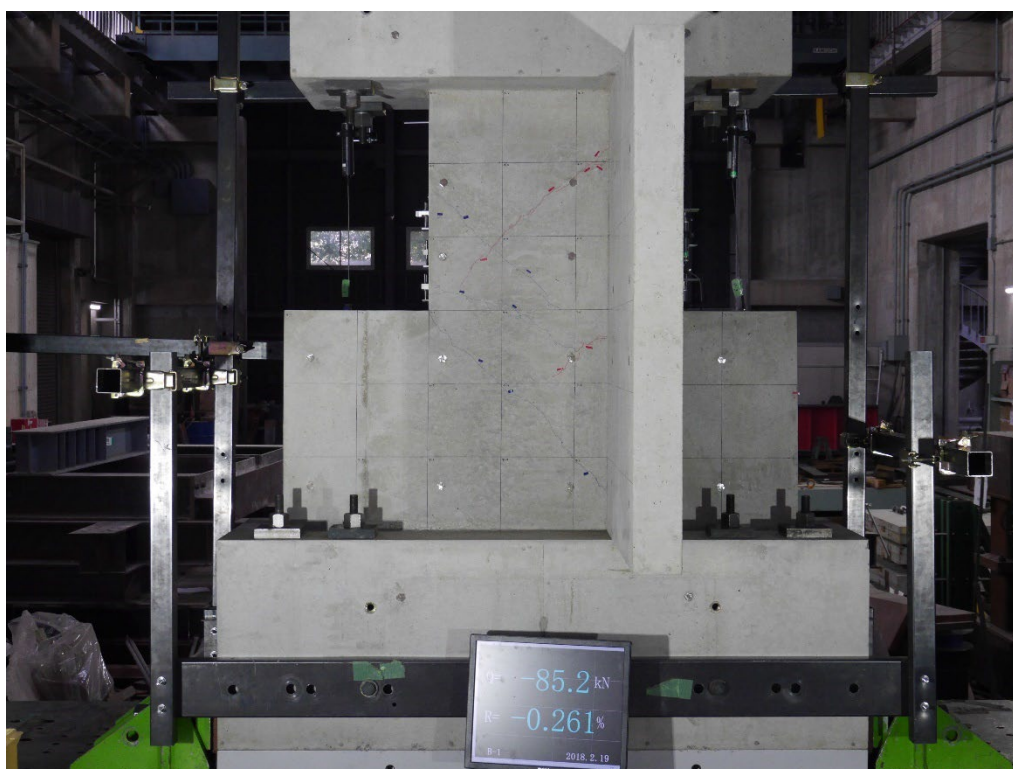
付写真 1.2.4-4 B-1 全景写真(R=-1/800)

R=1/400①



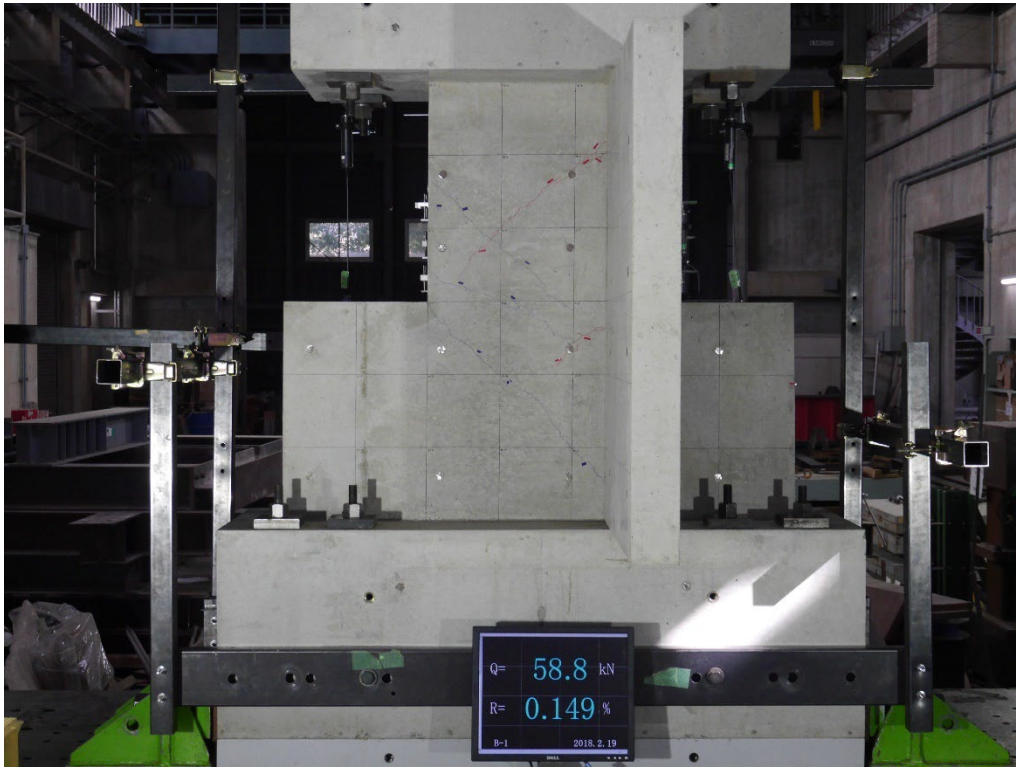
付写真 1.2.4-5 B-1 全景写真(R=+1/400①)

R=-1/400①



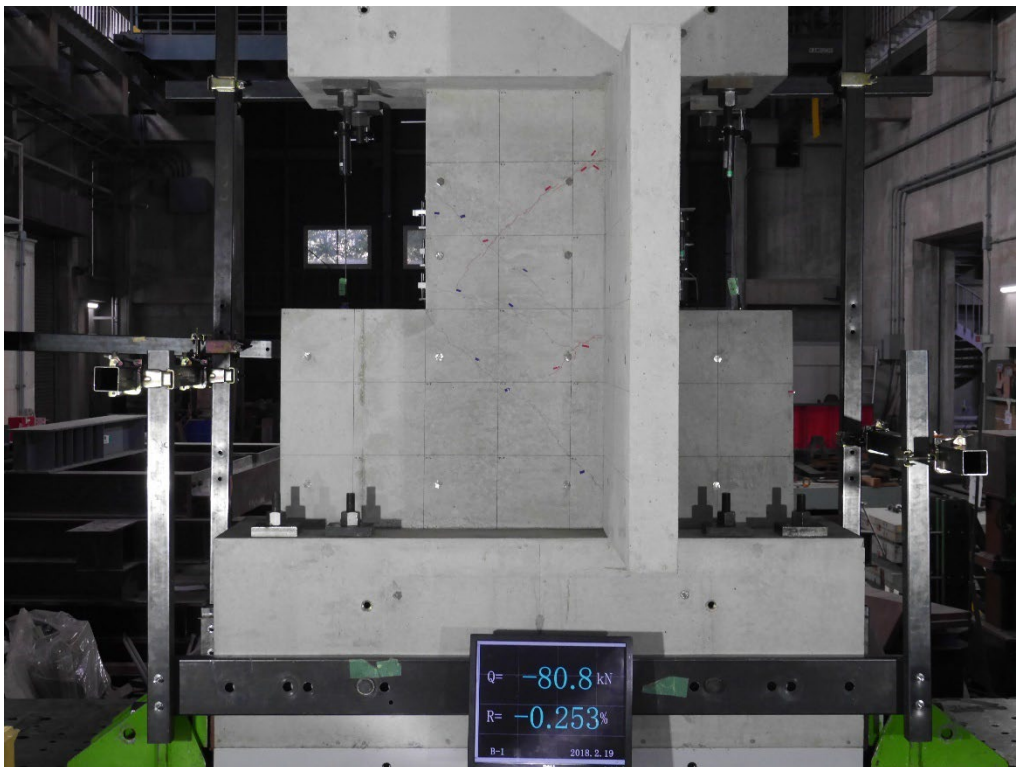
付写真 1.2.4-6 B-1 全景写真(R=-1/400①)

R=1/400②



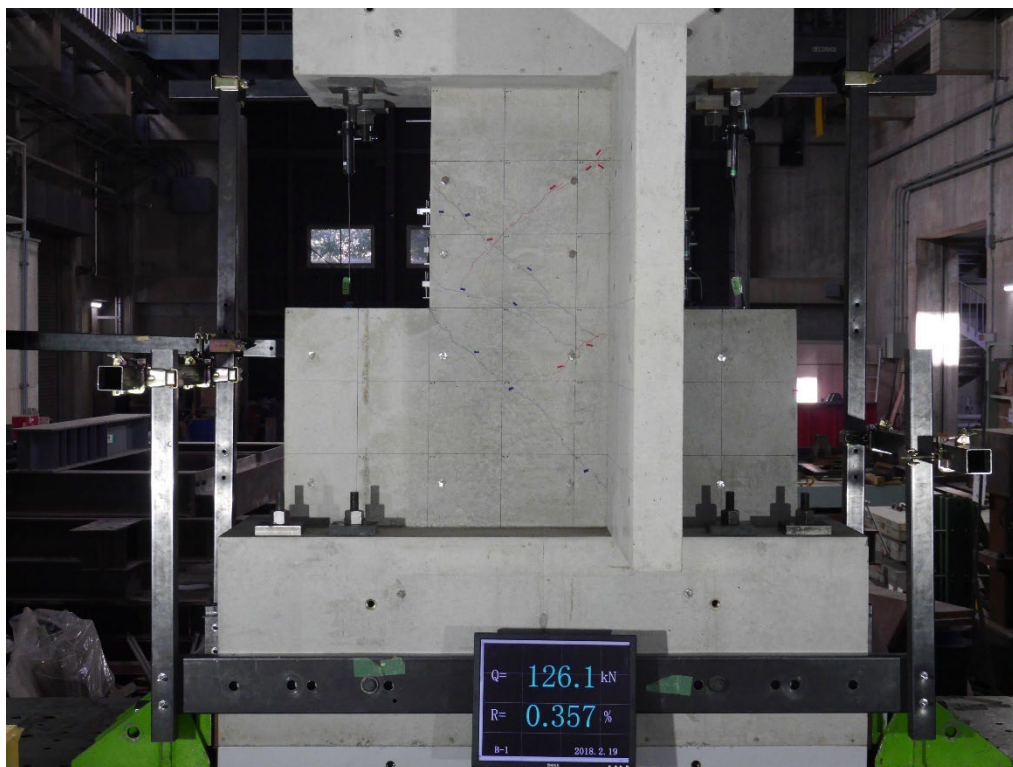
付写真 1.2.4-7 B-1 全景写真(R=+1/400②)

R=-1/400②



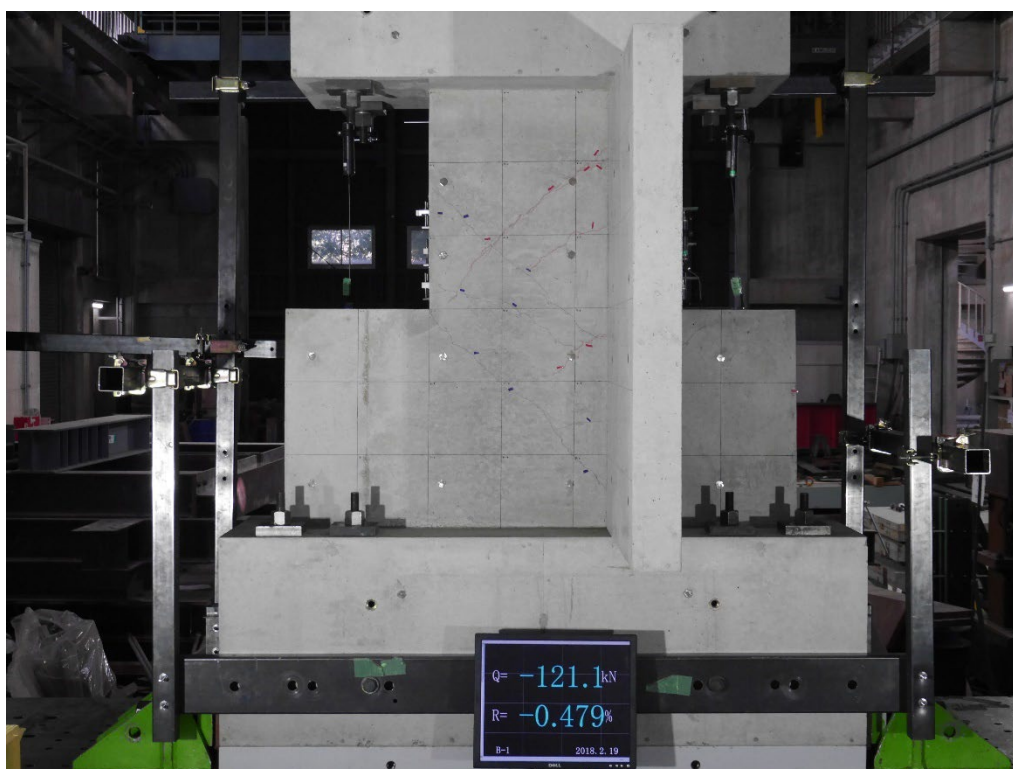
付写真 1.2.4-8 B-1 全景写真(R=-1/400②)

R=1/200①



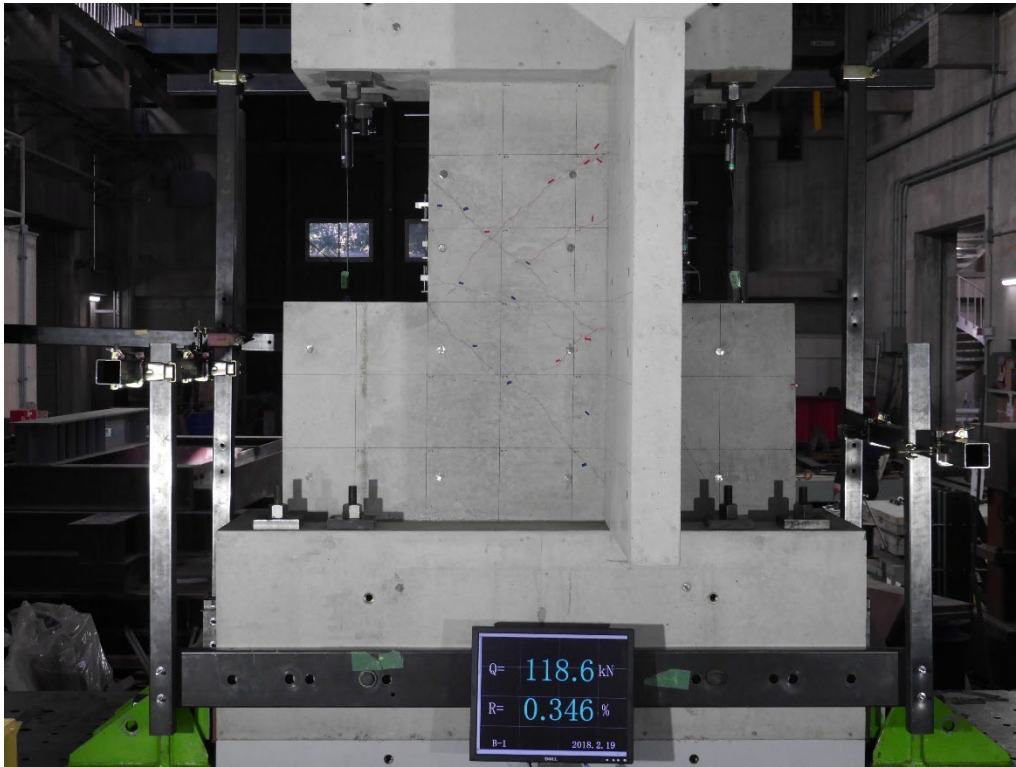
付写真 1.2.4-9 B-1 全景写真(R=+1/200①)

R=-1/200①



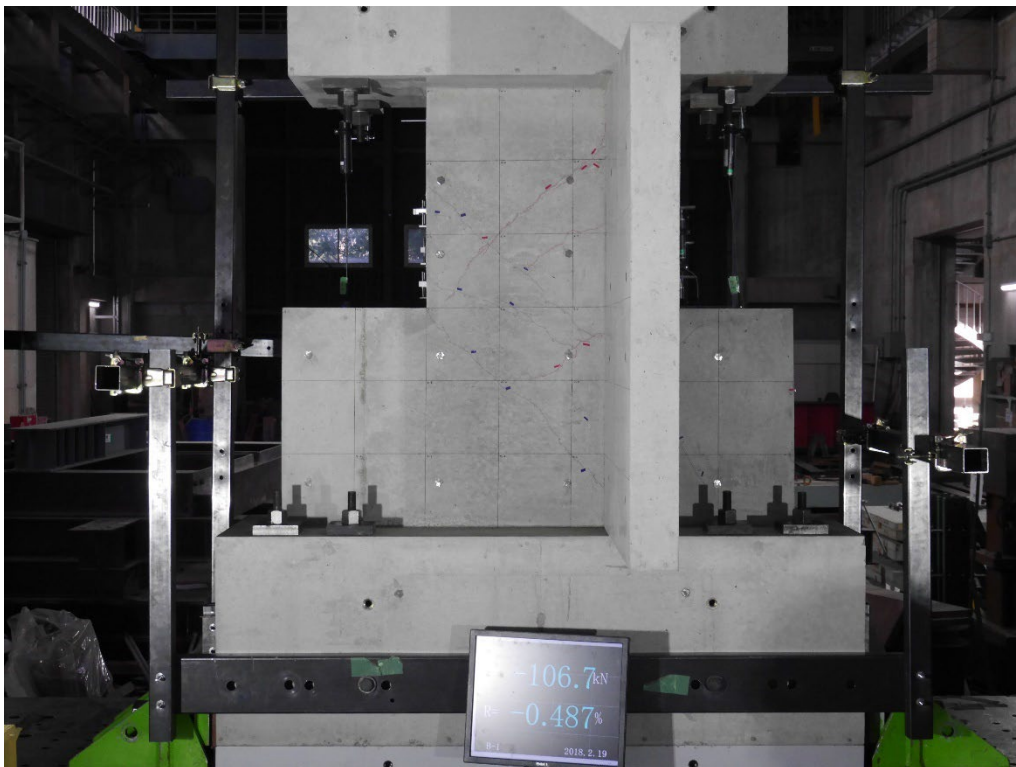
付写真 1.2.4-10 B-1 全景写真(R=-1/200①)

R=1/200②



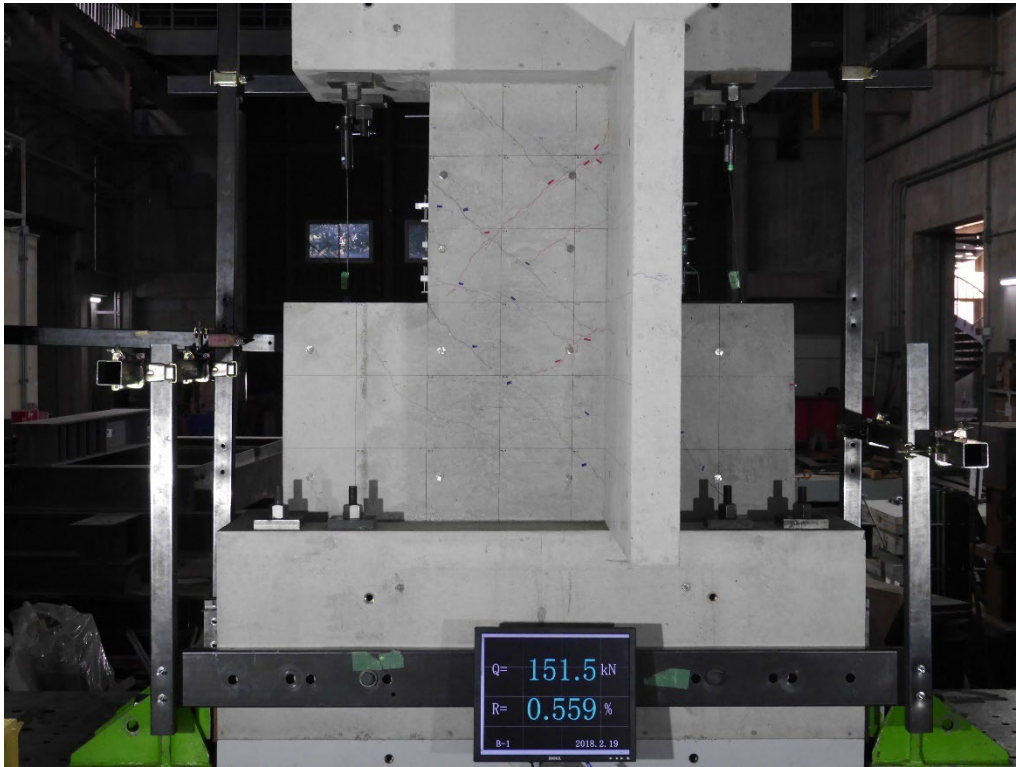
付写真 1.2.4-11 B-1 全景写真(R=+1/200②)

R=-1/200②



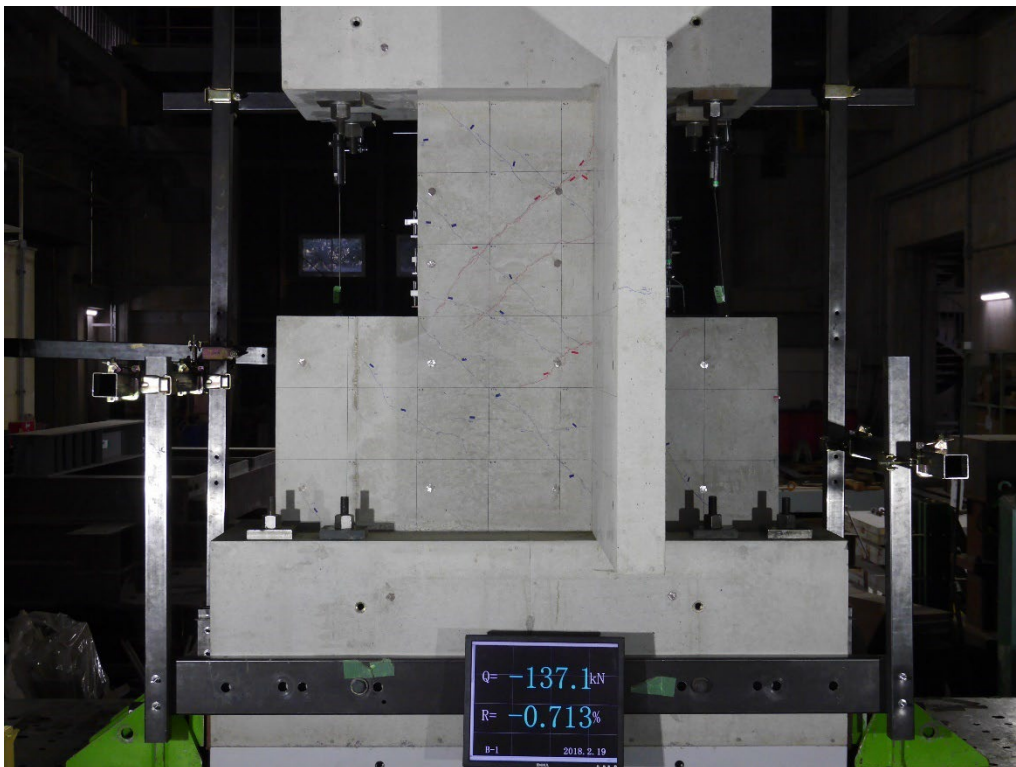
付写真 1.2.4-12 B-1 全景写真(R=-1/200②)

R=1/133①



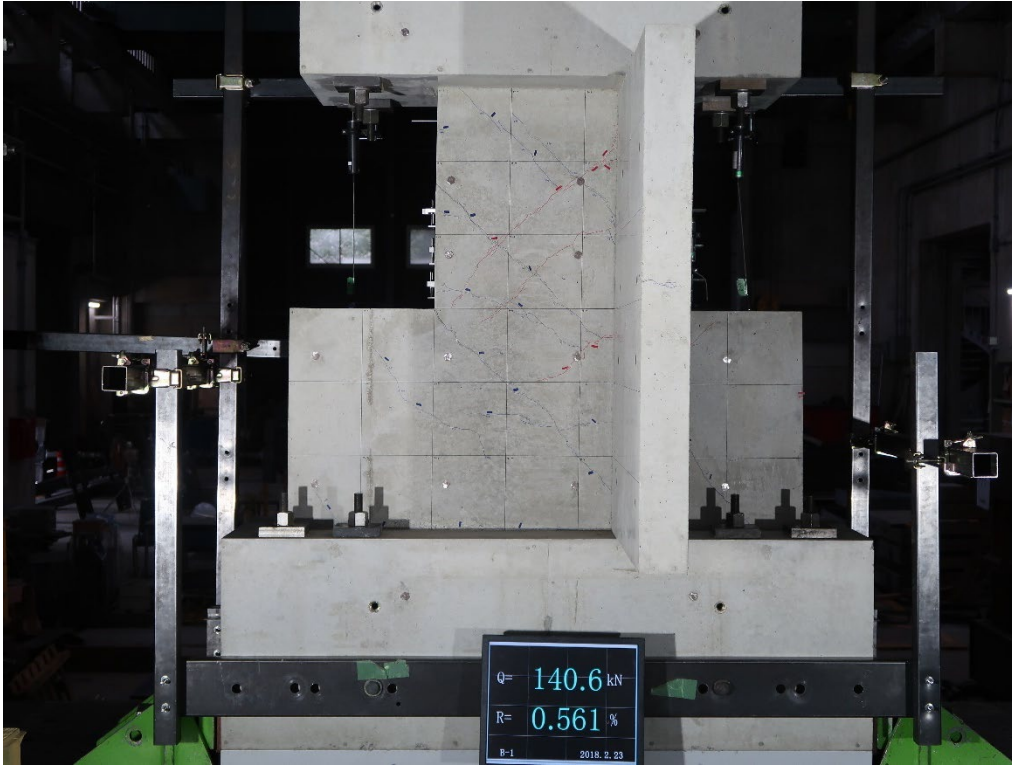
付写真 1.2.4-13 B-1 全景写真(R=+1/133①)

R=-1/133①



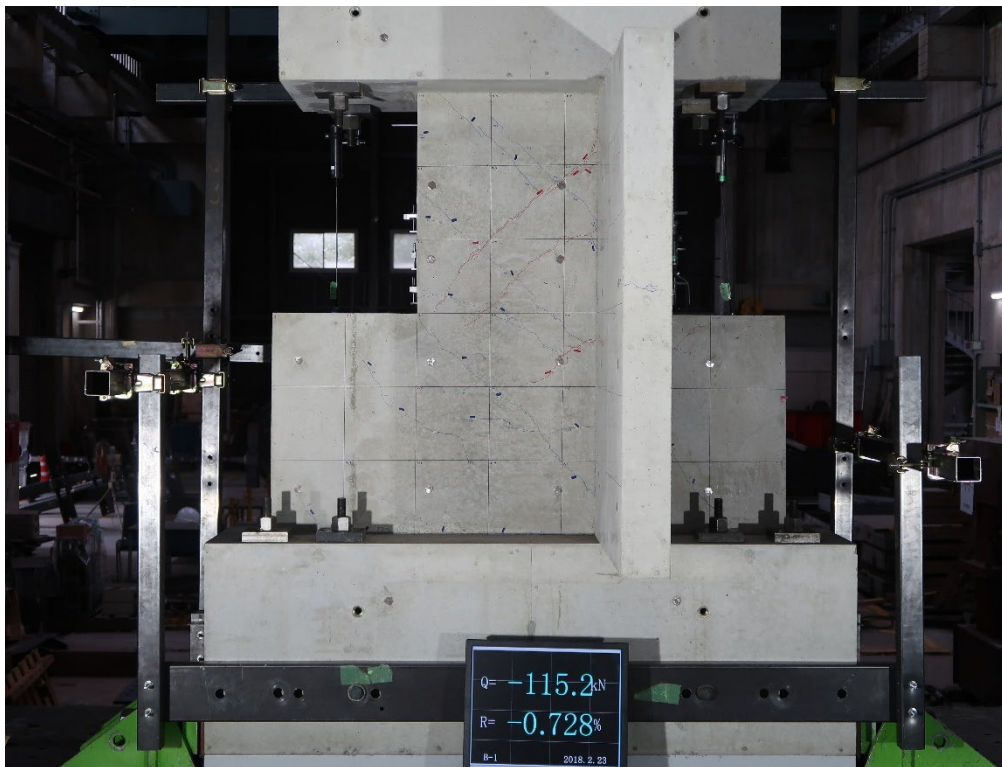
付写真 1.2.4-14 B-1 全景写真(R=-1/133①)

R=1/133②



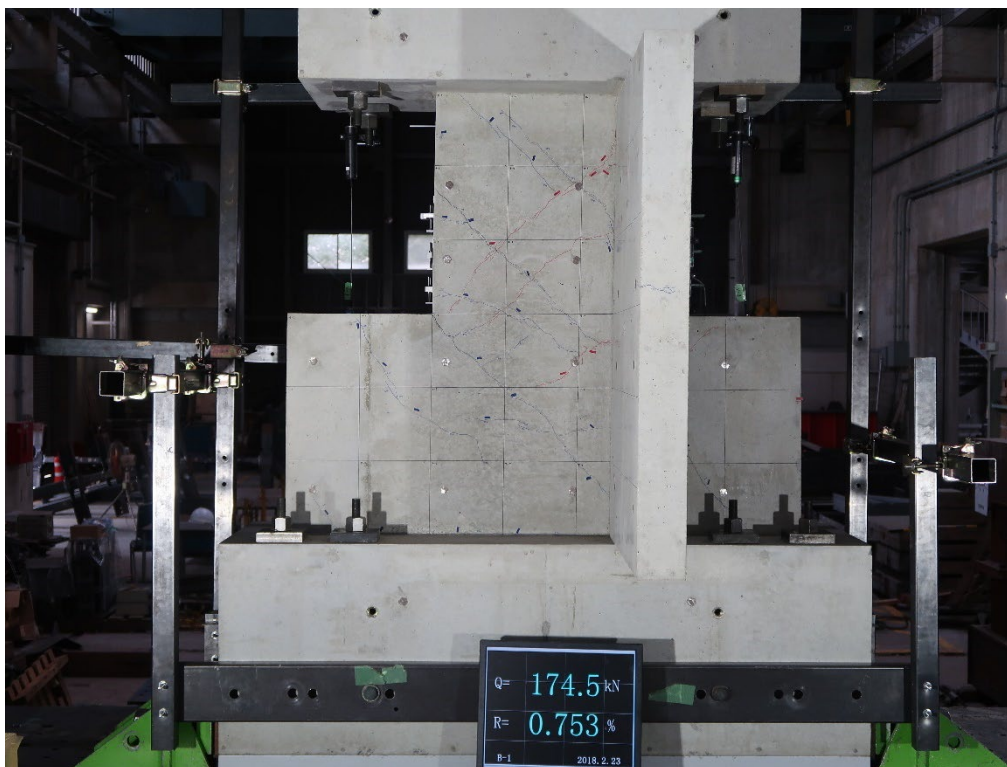
付写真 1.2.4-15 B-1 全景写真(R=+1/133②)

R=-1/133②



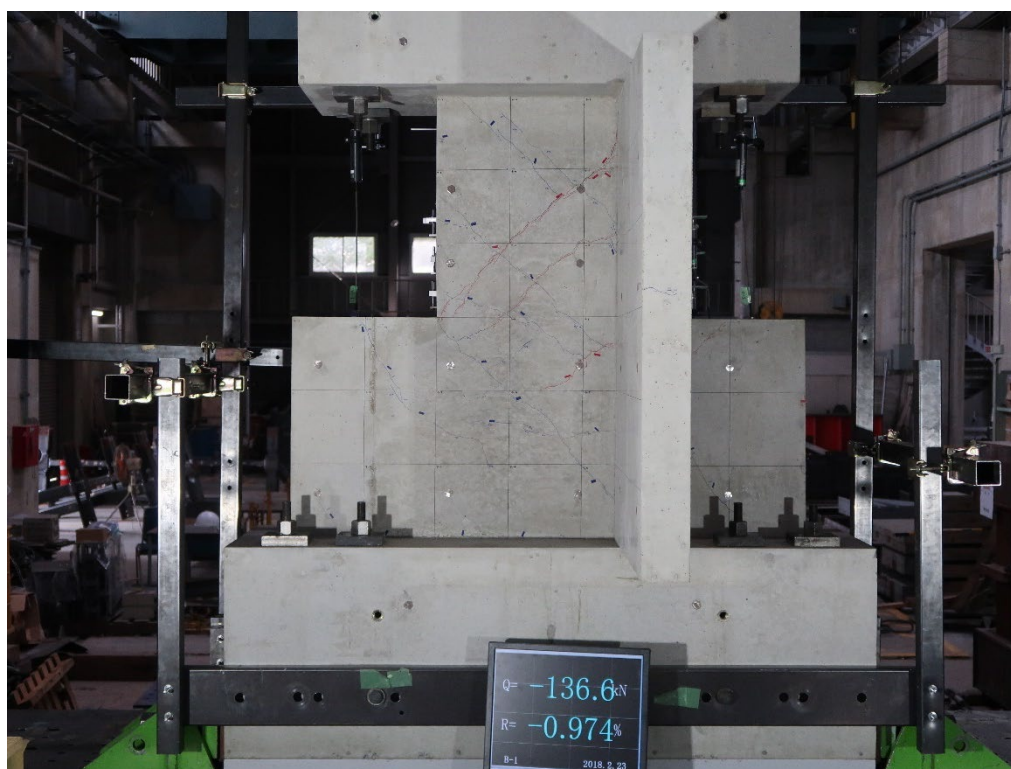
付写真 1.2.4-16 B-1 全景写真(R=-1/133②)

R=1/100①



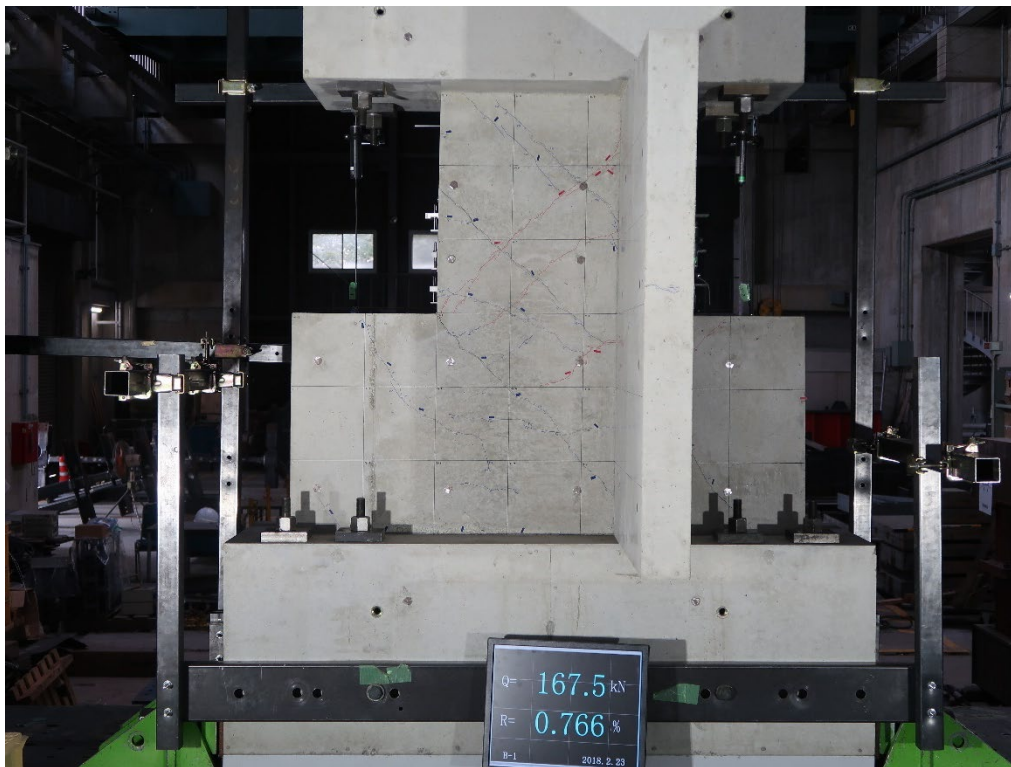
付写真 1.2.4-17 B-1 全景写真(R=+1/100①)

R=-1/100①



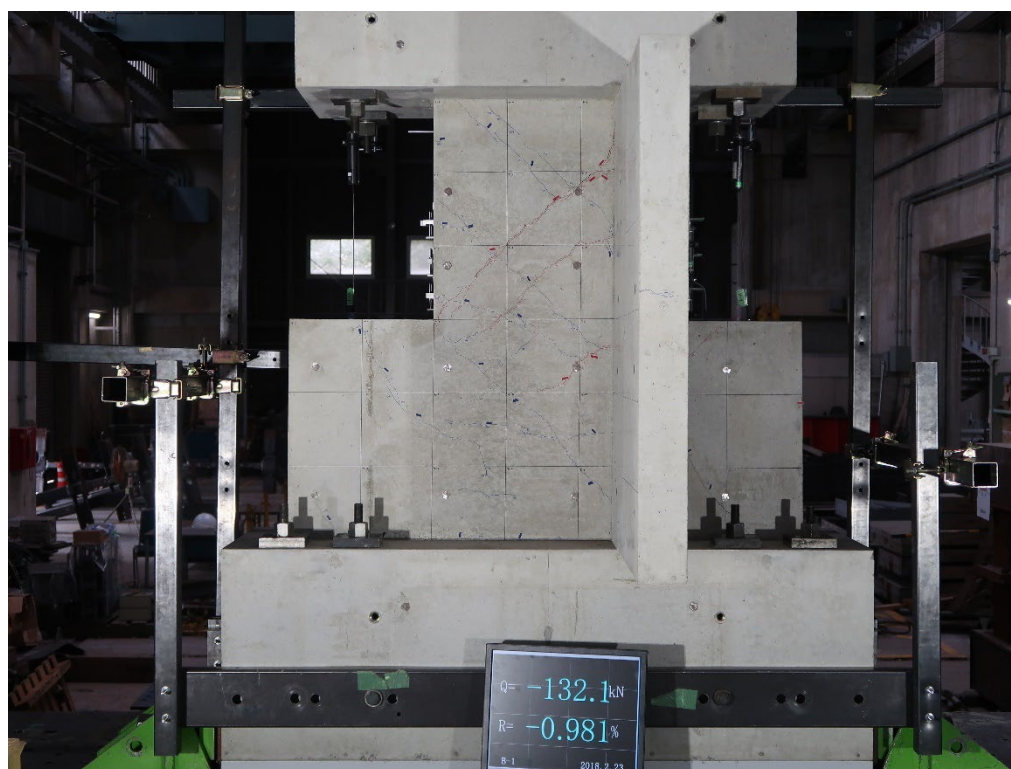
付写真 1.2.4-18 B-1 全景写真(R=-1/100①)

R=1/100②



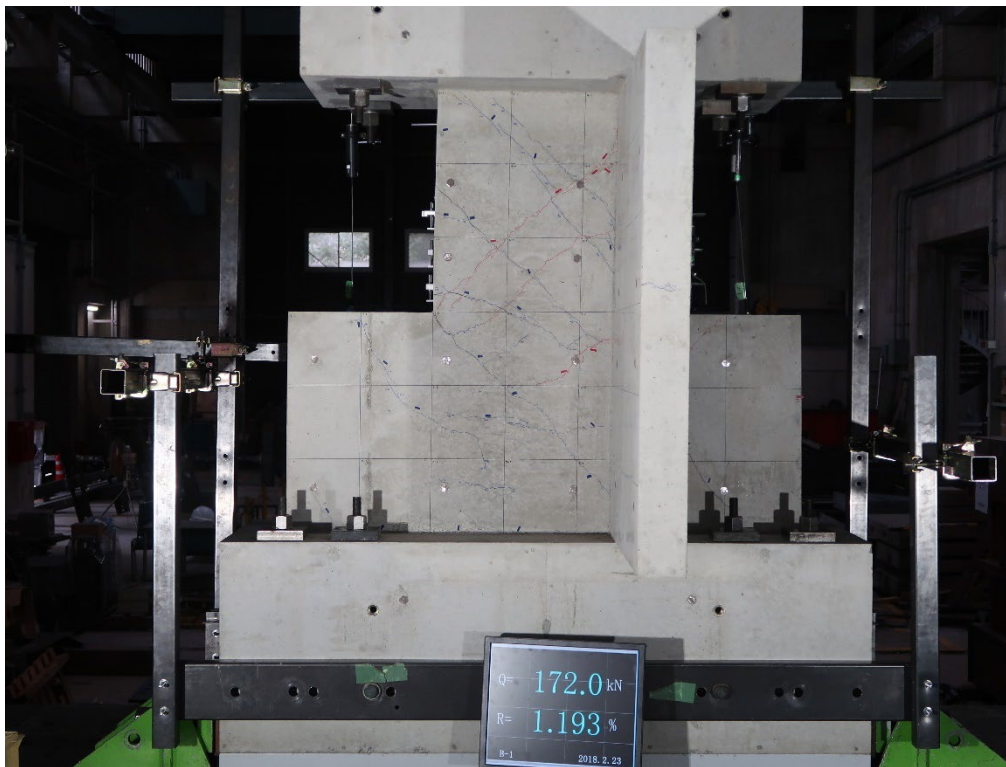
付写真 1.2.4-19 B-1 全景写真(R=+1/100②)

R=-1/100②



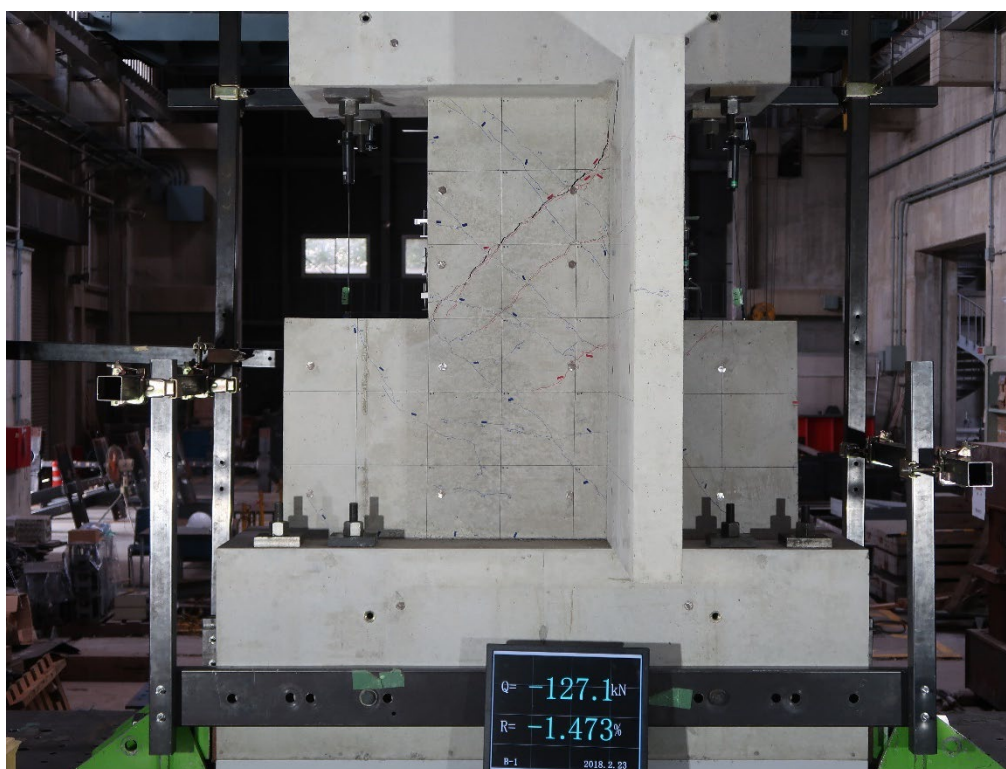
付写真 1.2.4-20 B-1 全景写真(R=-1/100②)

R=1/67①



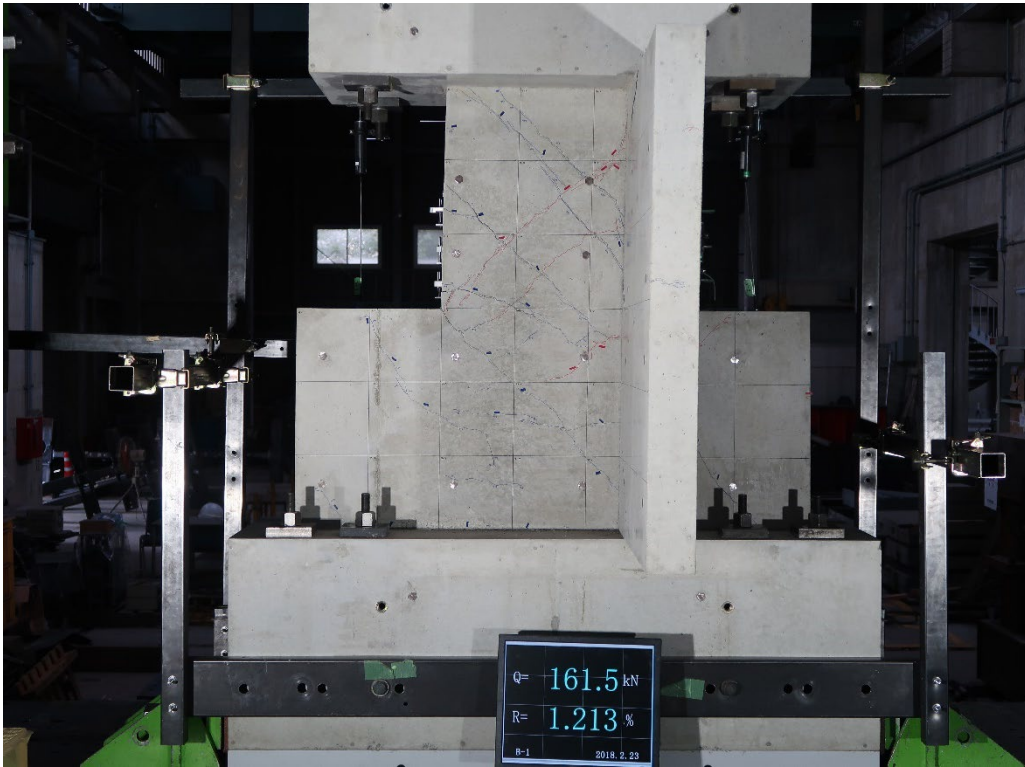
付写真 1.2.4-21 B-1 全景写真(R=+1/67①)

R=-1/67①



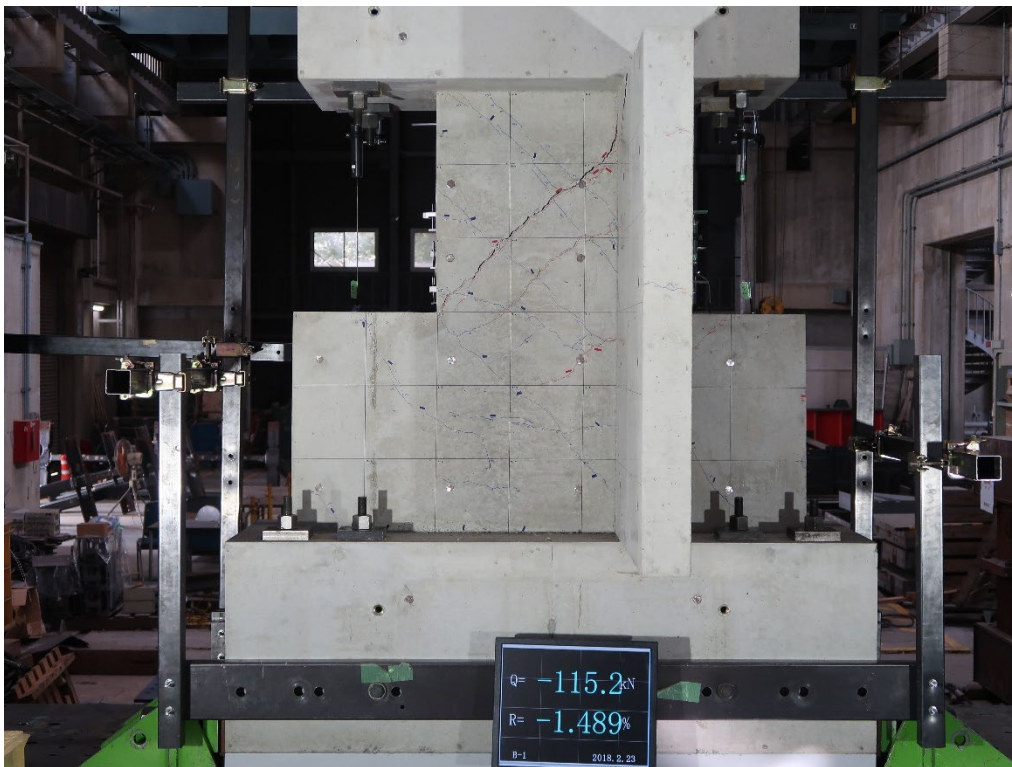
付写真 1.2.4-22 B-1 全景写真(R=-1/67①)

R=1/67②



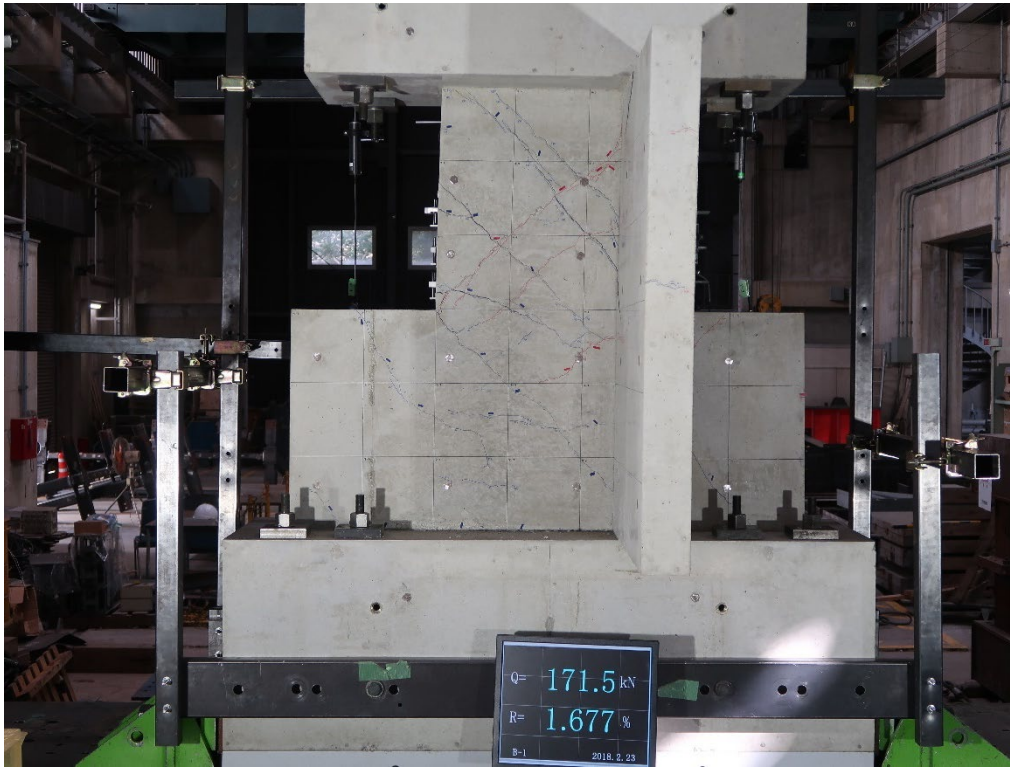
付写真 1.2.4-23 B-1 全景写真(R=+1/67②)

R=-1/67②



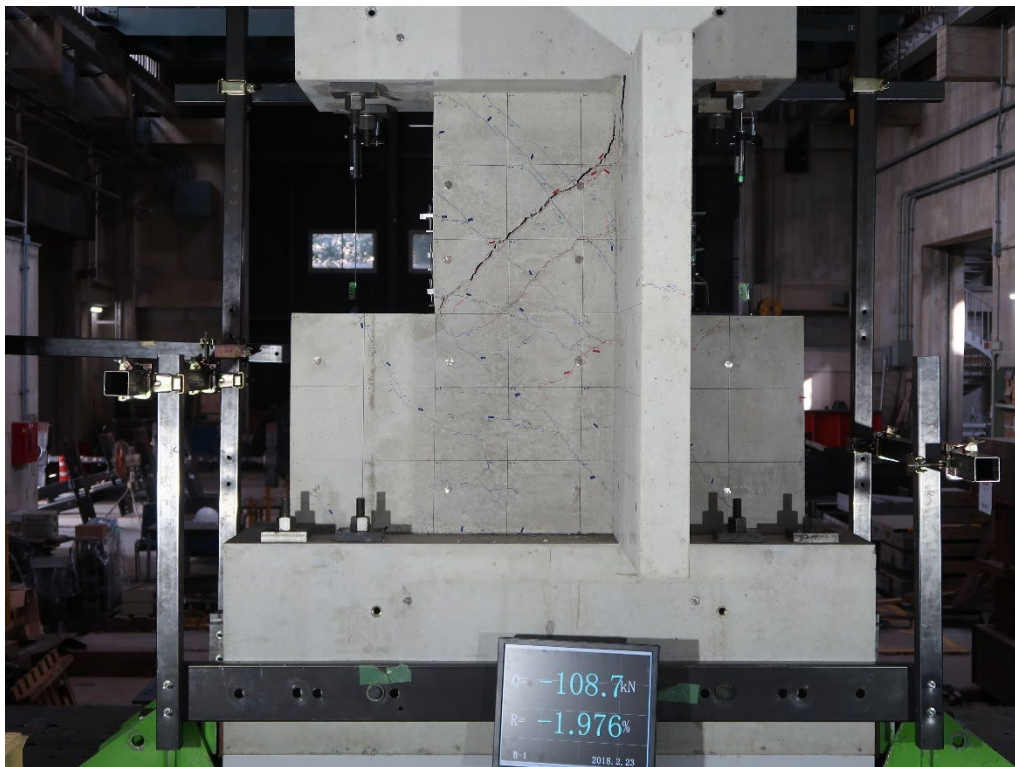
付写真 1.2.4-24 B-1 全景写真(R=-1/67②)

R=1/50①



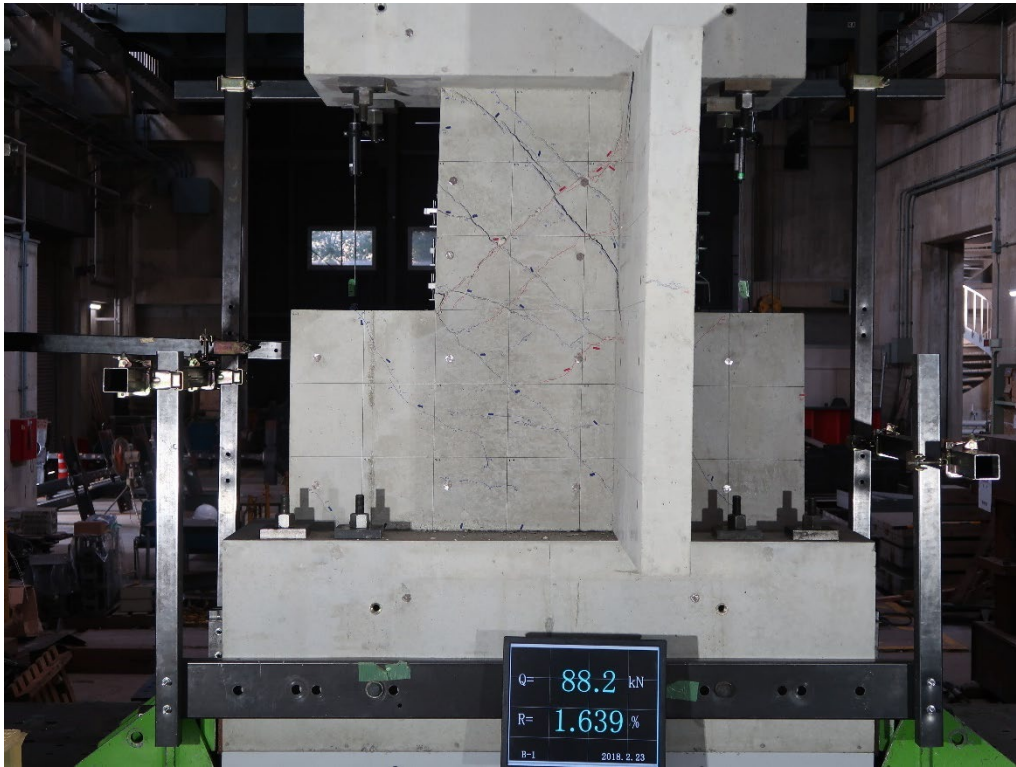
付写真 1.2.4-25 B-1 全景写真(R=+1/50①)

R=-1/50①



付写真 1.2.4-26 B-1 全景写真(R=-1/50①)

R=1/50②



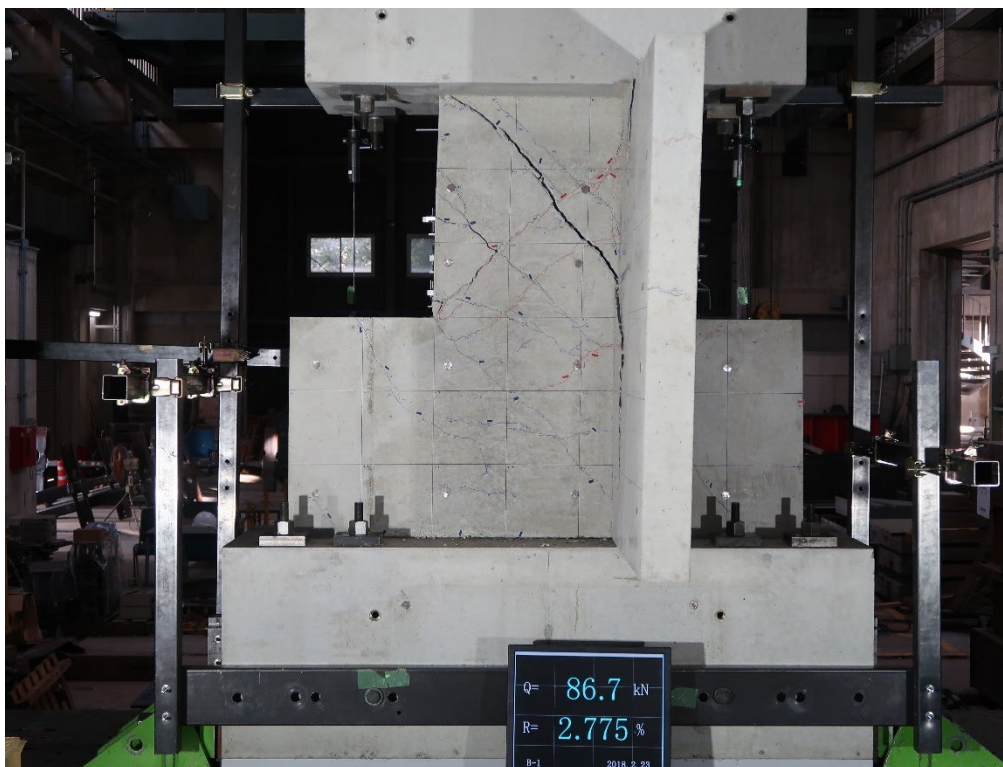
付写真 1.2.4-27 B-1 全景写真(R=+1/50②)

R=-1/50②



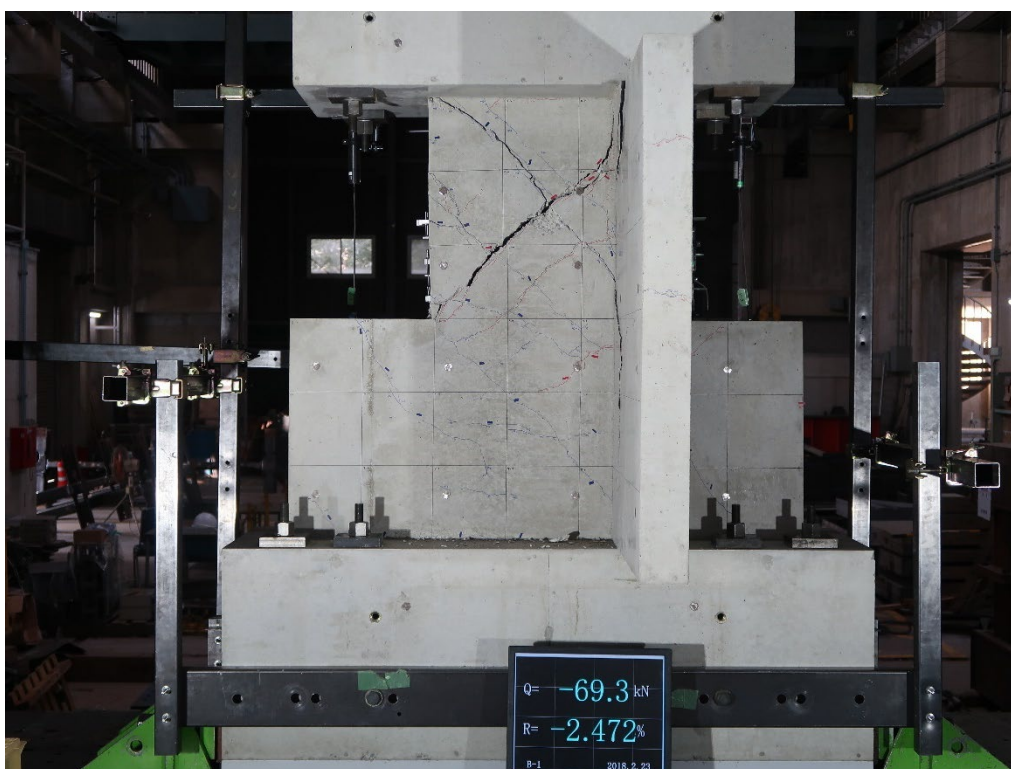
付写真 1.2.4-28 B-1 全景写真(R=-1/50②)

R=1/33



付写真 1.2.4-29 B-1 全景写真(R=+1/33)

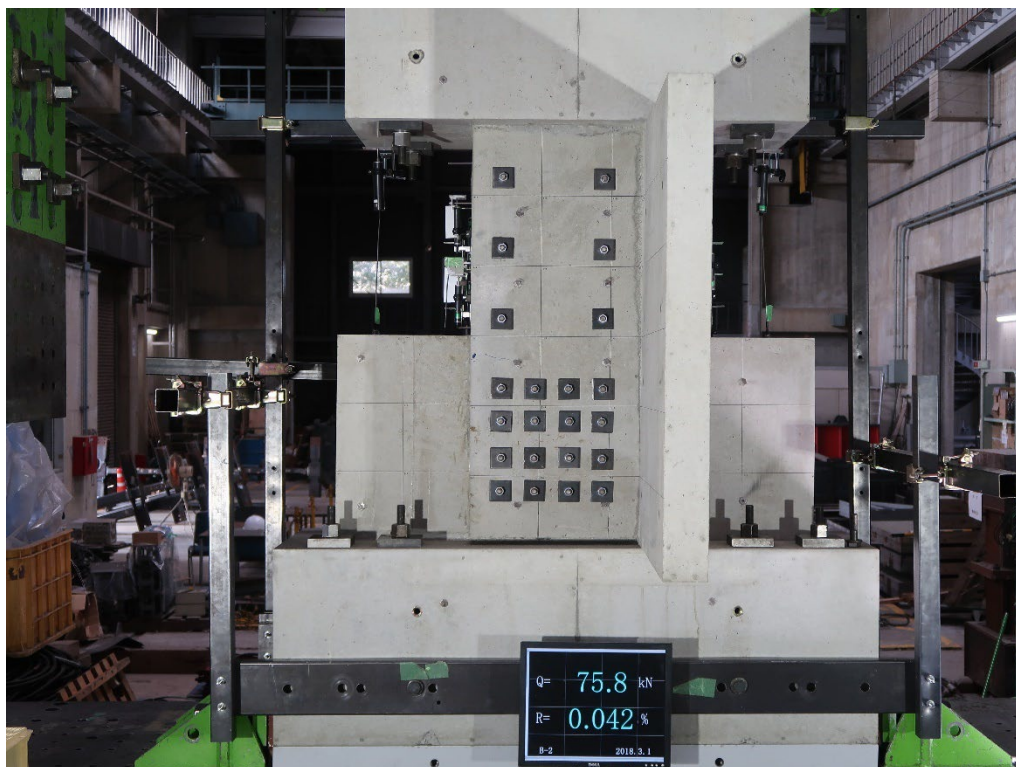
R=-1/33



付写真 1.2.4-30 B-1 全景写真(R=-1/33)

(2) B-2 全景写真

R=1/1600



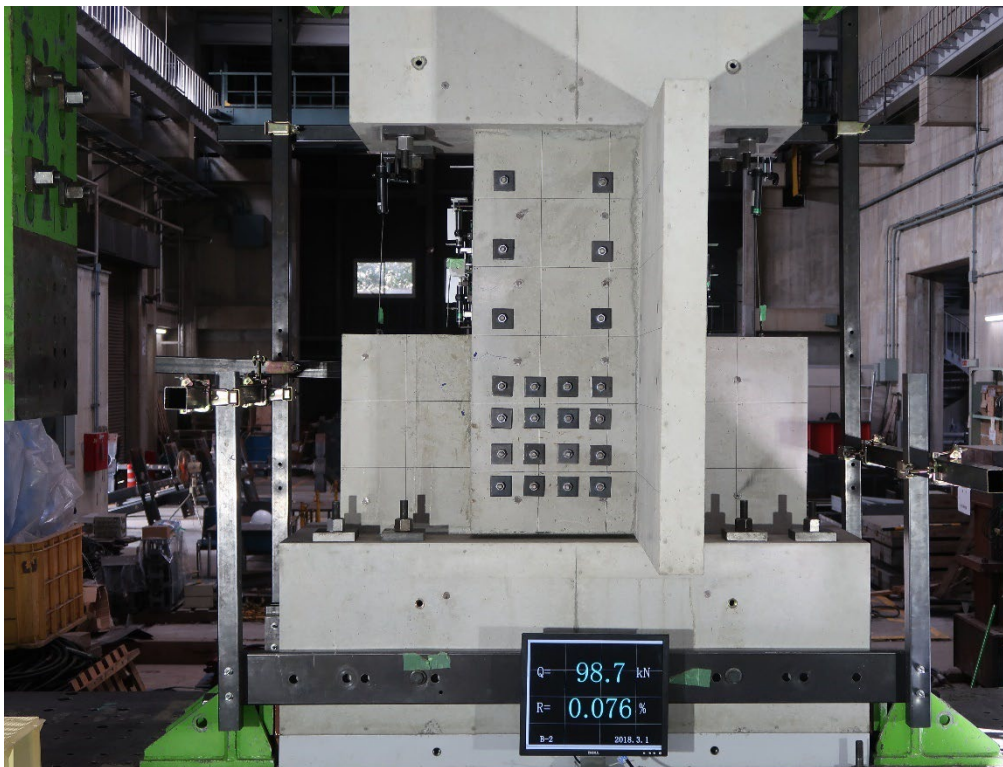
付写真 1.2.4-31 B-2 全景写真(R=+1/1600)

R=-1/1600



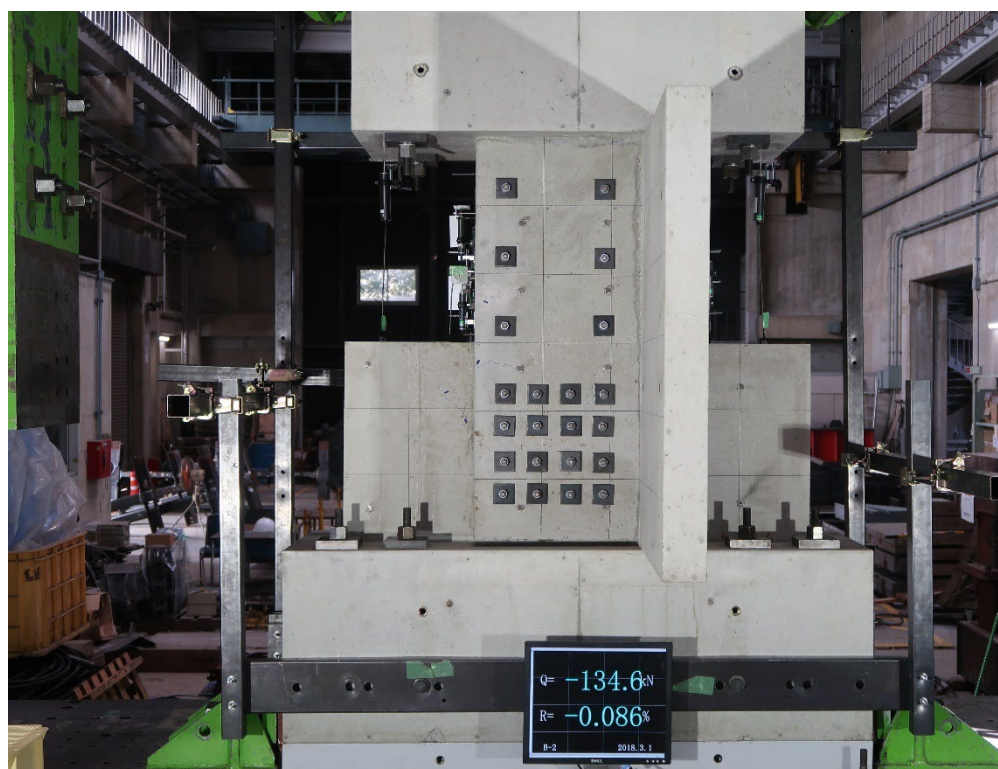
付写真 1.2.4-32 B-2 全景写真(R=-1/1600)

R=1/800



付写真 1.2.4-33 B-2 全景写真(R=+1/800)

R=-1/800



付写真 1.2.4-34 B-2 全景写真(R=-1/800)

R=1/400①



付写真 1.2.4-35 B-2 全景写真(R=+1/400①)

R=-1/400①



付写真 1.2.4-36 B-2 全景写真(R=-1/400①)

R=1/400②



付写真 1.2.4-37 B-2 全景写真(R=+1/400②)

R=-1/400②



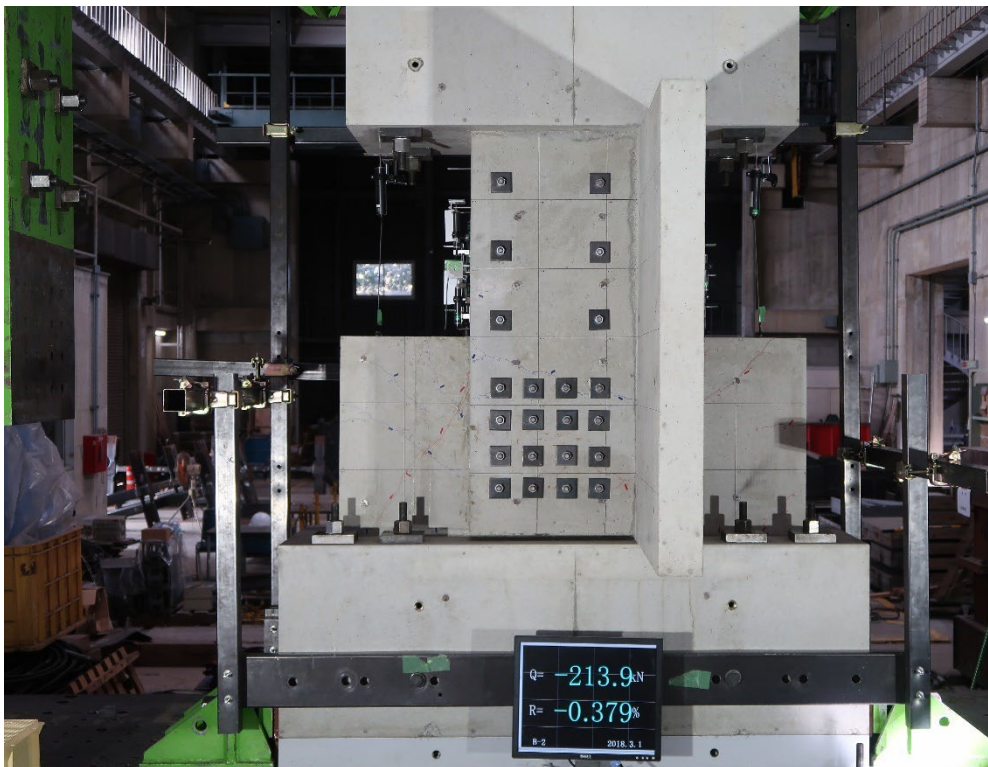
付写真 1.2.4-38 B-2 全景写真(R=-1/400②)

R=1/200①



付写真 1.2.4-39 B-2 全景写真(R=+1/200①)

R=-1/200①



付写真 1.2.4-40 B-2 全景写真(R=-1/200①)

R=1/200②



付写真 1.2.4-41 B-2 全景写真(R=+1/200②)

R=-1/200②



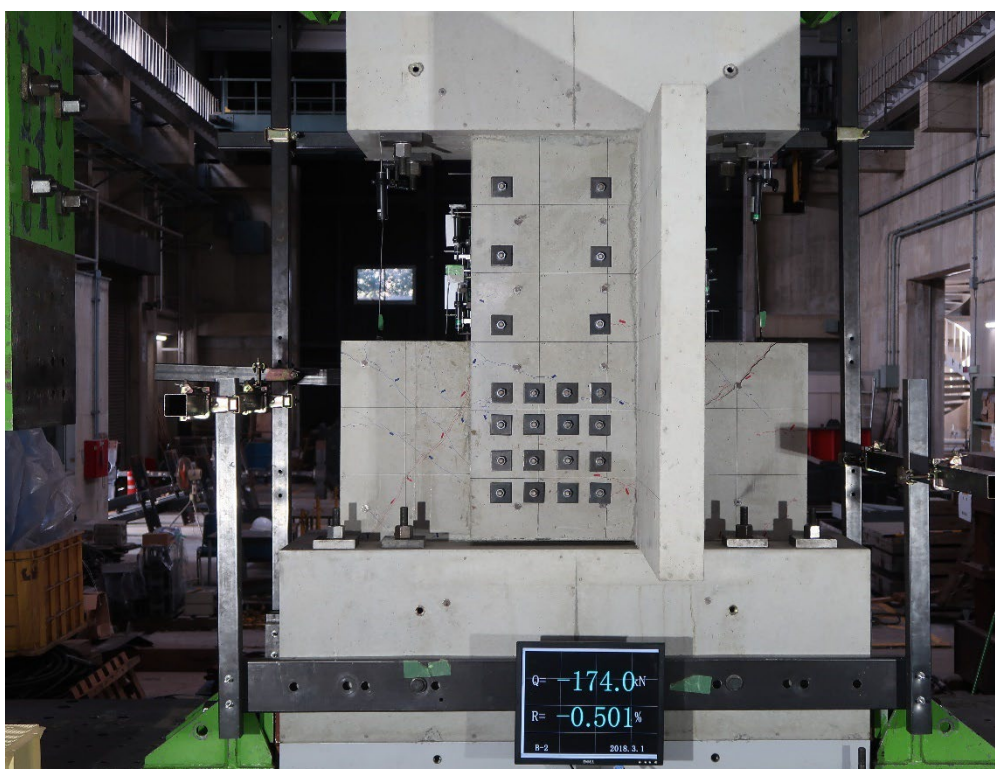
付写真 1.2.4-42 B-2 全景写真(R=-1/200②)

R=1/133①



付写真 1.2.4-43 B-2 全景写真(R=+1/133①)

R=-1/133①



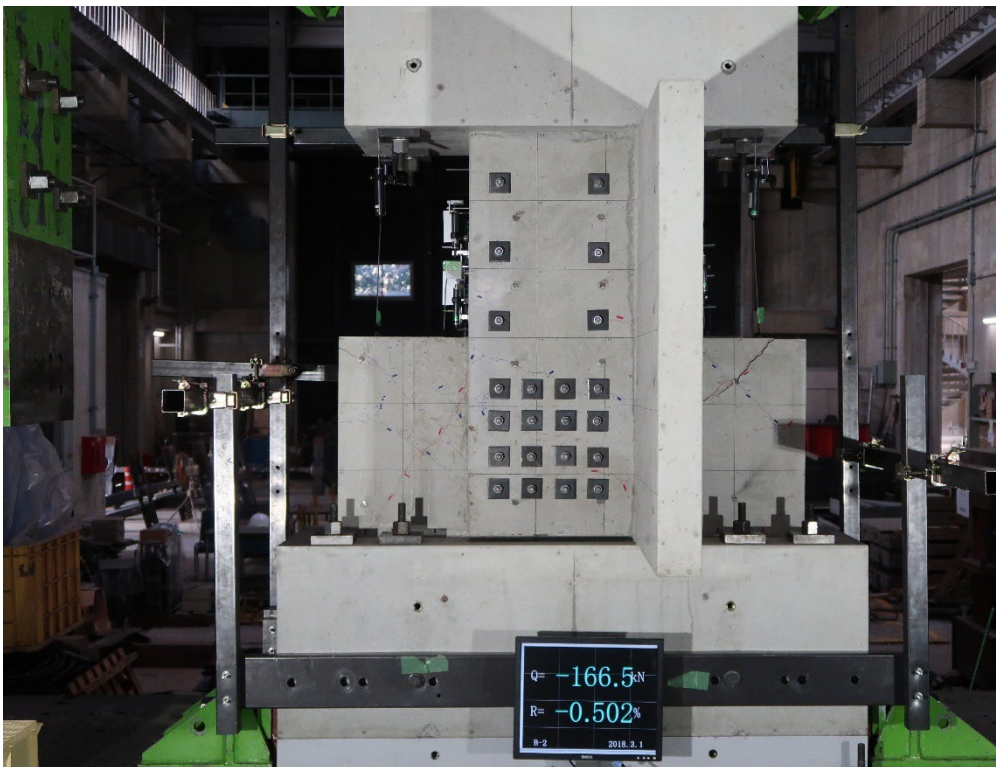
付写真 1.2.4-44 B-2 全景写真(R=-1/133①)

R=1/133②



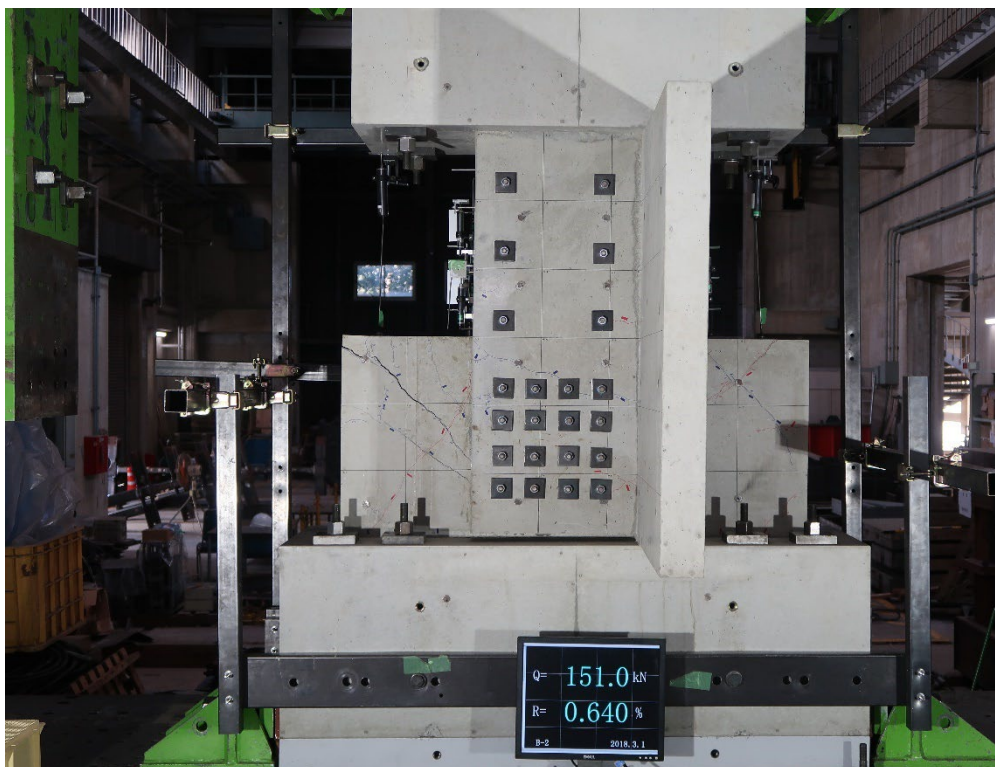
付写真 1.2.4-45 B-2 全景写真(R=+1/133②)

R=-1/133②



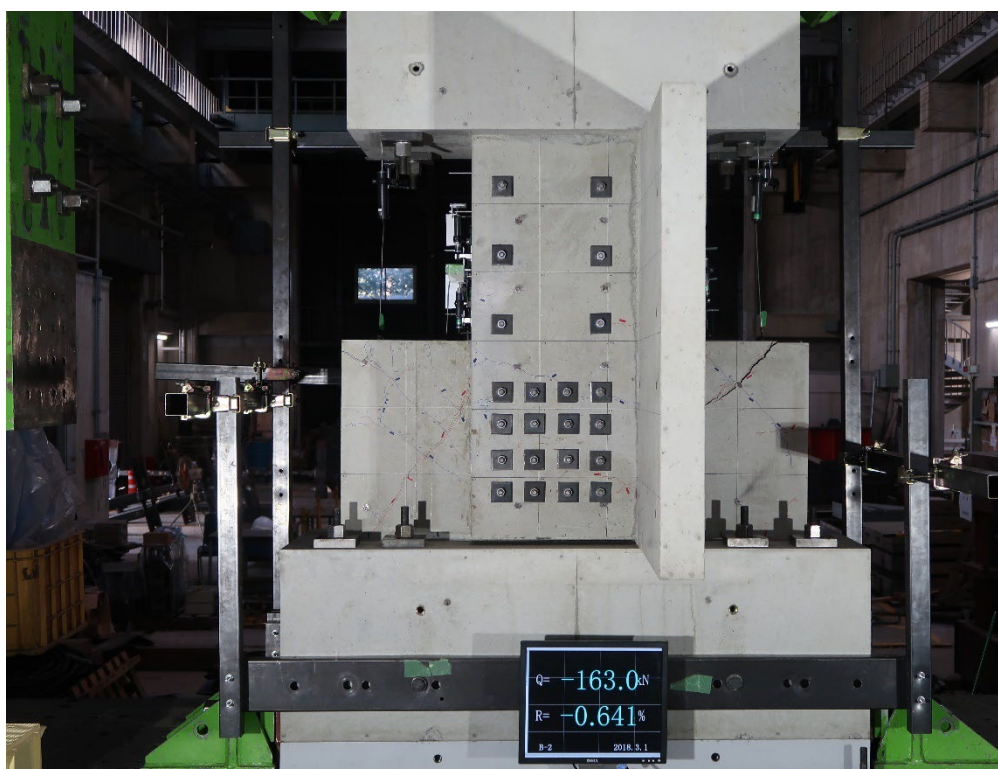
付写真 1.2.4-46 B-2 全景写真(R=-1/133②)

R=1/100①



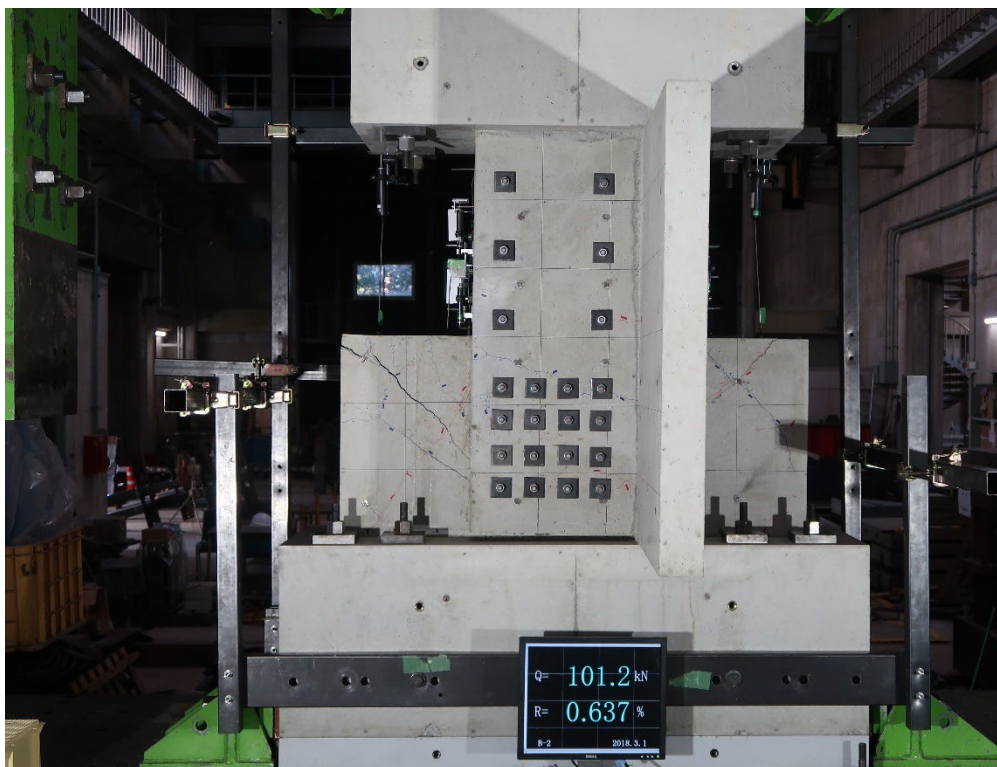
付写真 1.2.4-47 B-2 全景写真(R=+1/100①)

R=-1/100①



付写真 1.2.4-48 B-2 全景写真(R=-1/100①)

R=1/100②



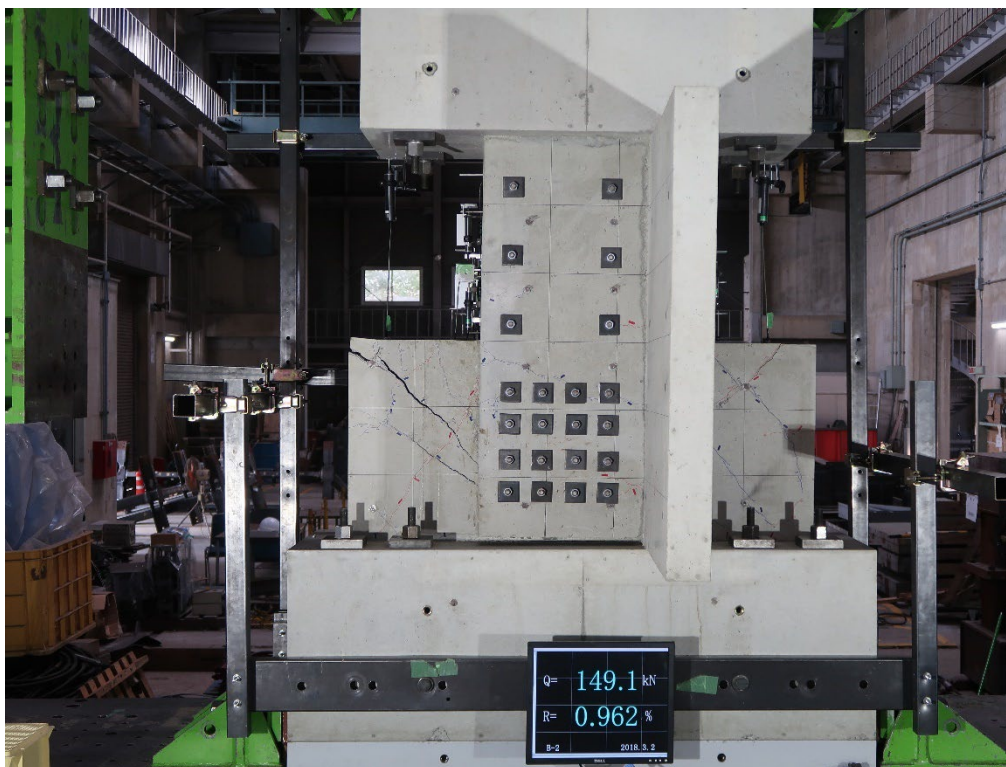
付写真 1.2.4-49 B-2 全景写真(R=+1/100②)

R=-1/100②



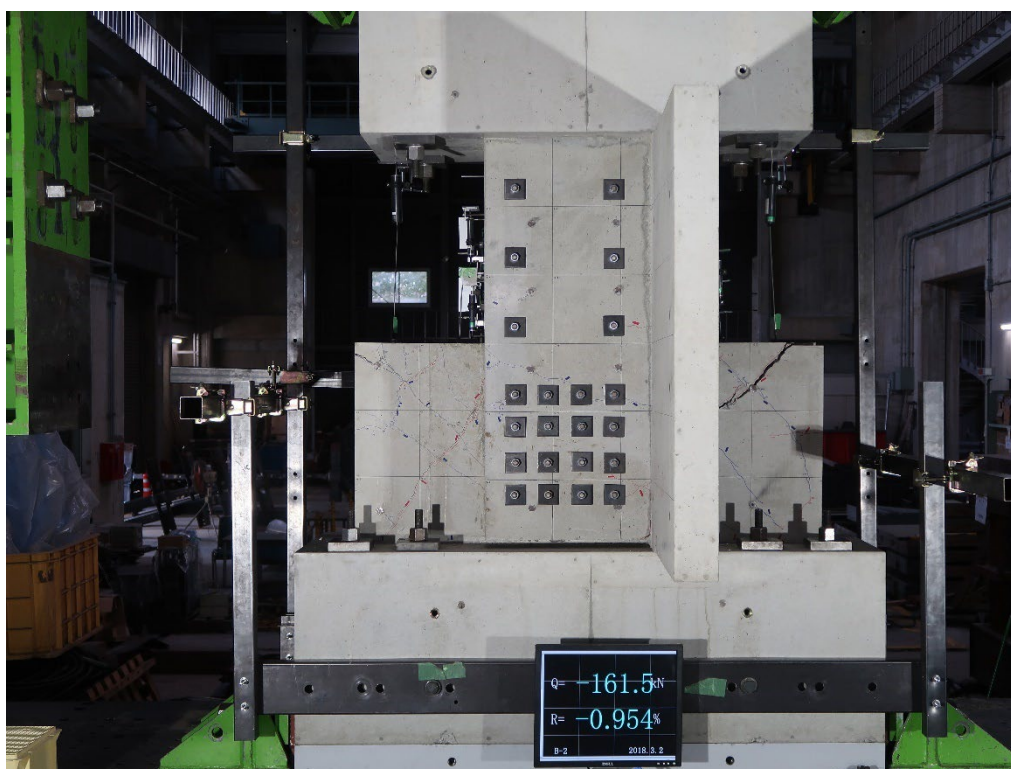
付写真 1.2.4-50 B-2 全景写真(R=-1/100②)

R=1/67①



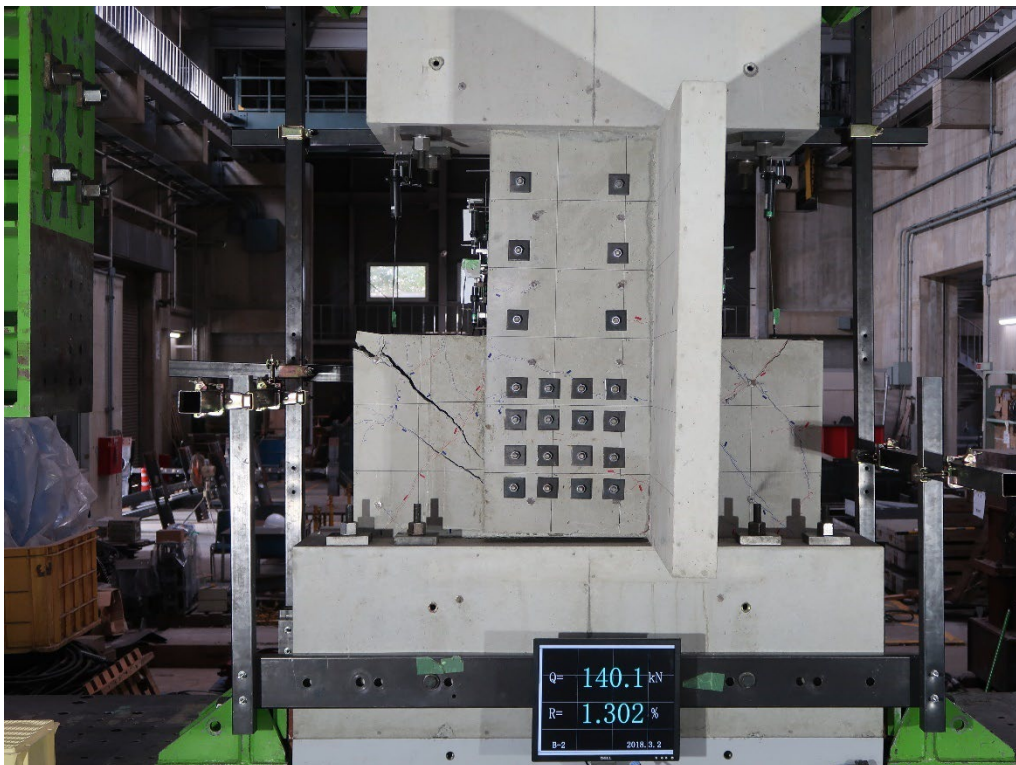
付写真 1.2.4-51 B-2 全景写真(R=+1/67①)

R=-1/67②



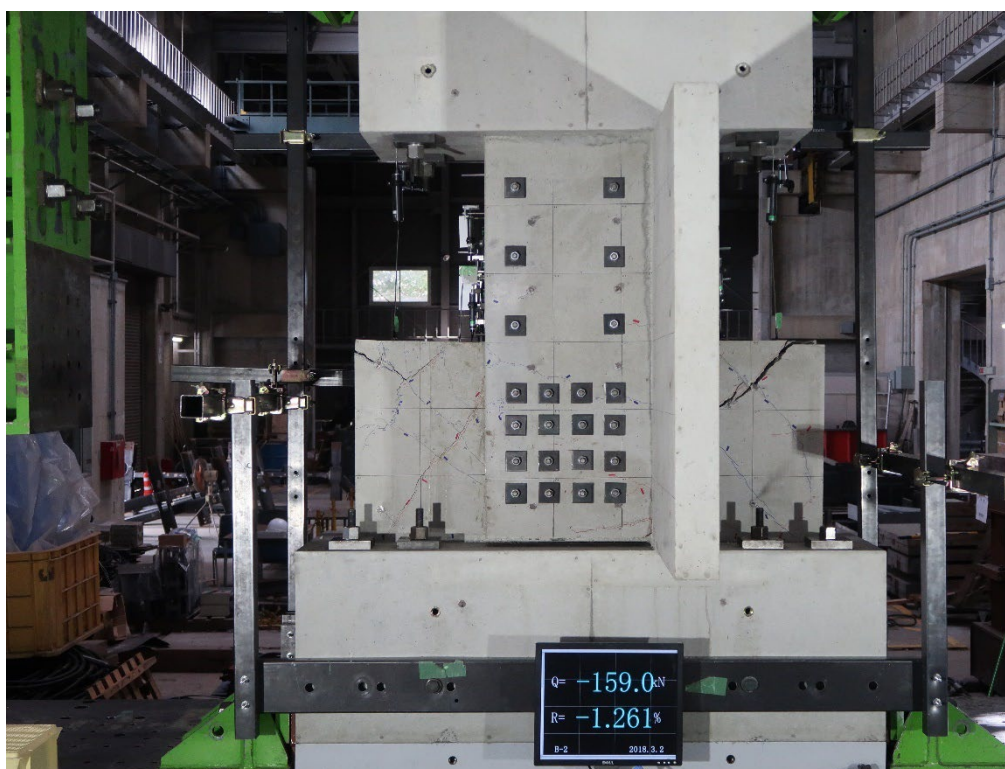
付写真 1.2.4-52 B-2 全景写真(R=-1/67①)

R=1/67②



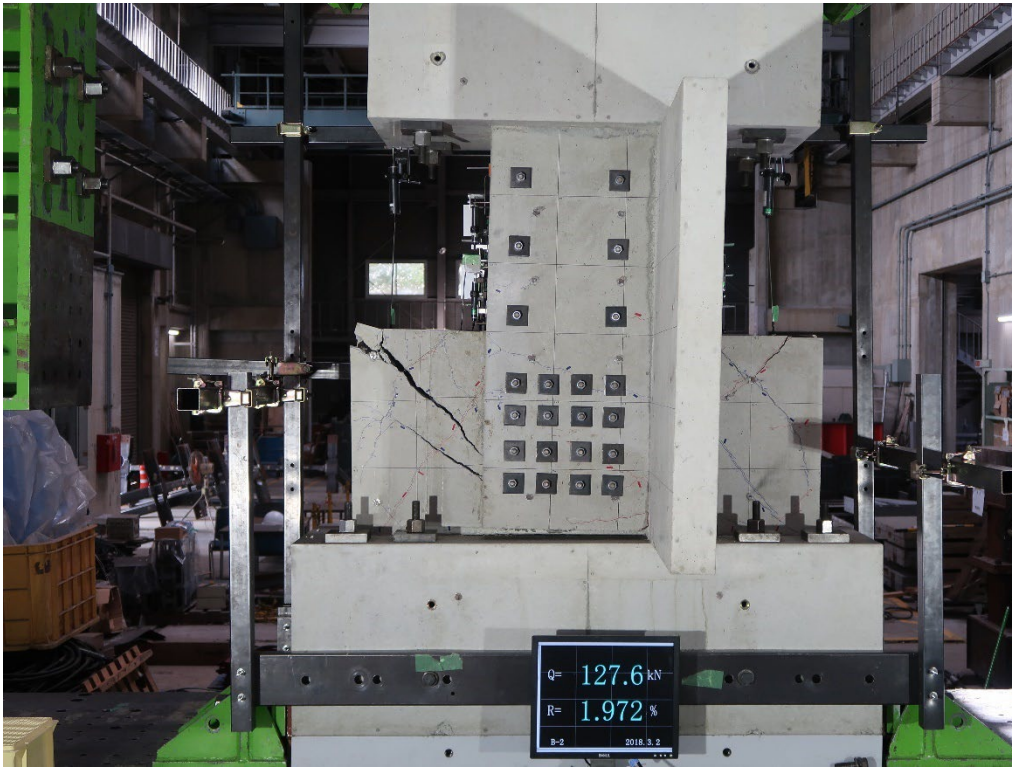
付写真 1.2.4-53 B-2 全景写真(R=+1/67②)

R=-1/67②



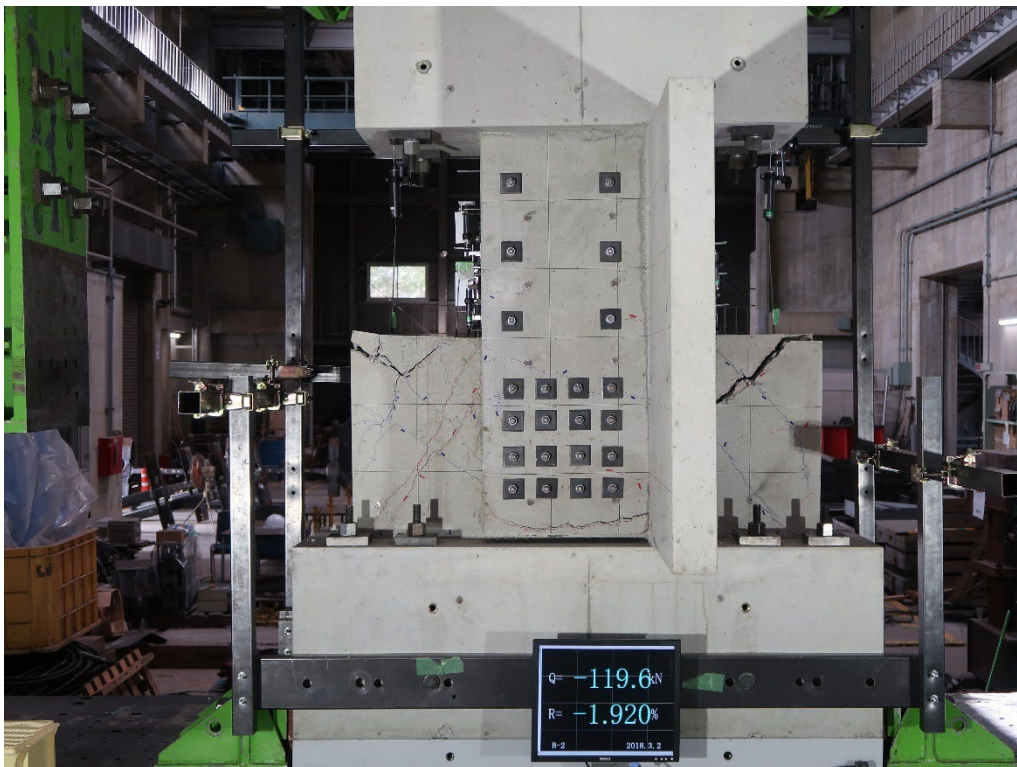
付写真 1.2.4-54 B-2 全景写真(R=-1/67②)

R=1/50



付写真 1.2.4-55 B-2 全景写真(R=+1/50)

R=-1/50



付写真 1.2.4-56 B-2 全景写真(R=-1/50)

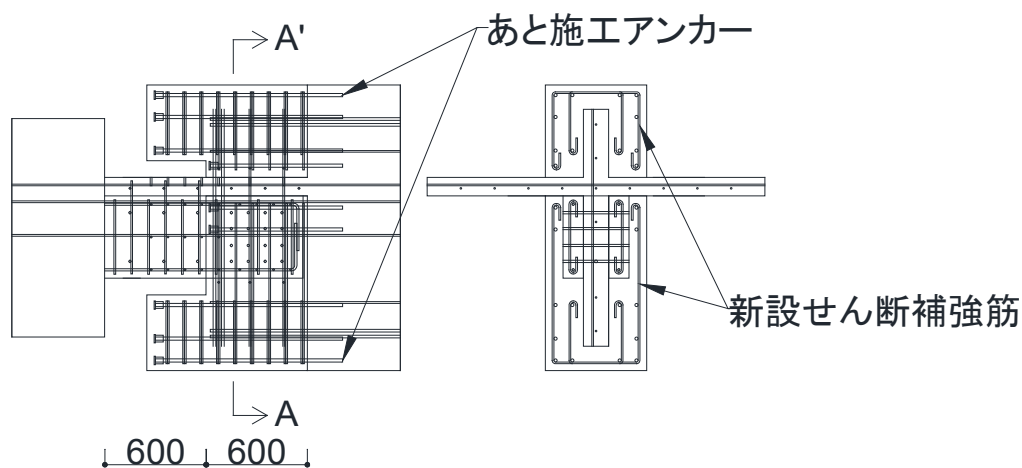
付 1.3. 補修後実験

付 1.3.1. 補修方法

試験体 B-2 において、耐力壁部分の斜めひび割れの拡幅により終局状態を迎え、壁

梁部分の補強効果を確認することができなかつたため、加力後の試験体 B-2 および加力を行う前の試験体 B-3 について、耐力壁部分を補修・補強した。

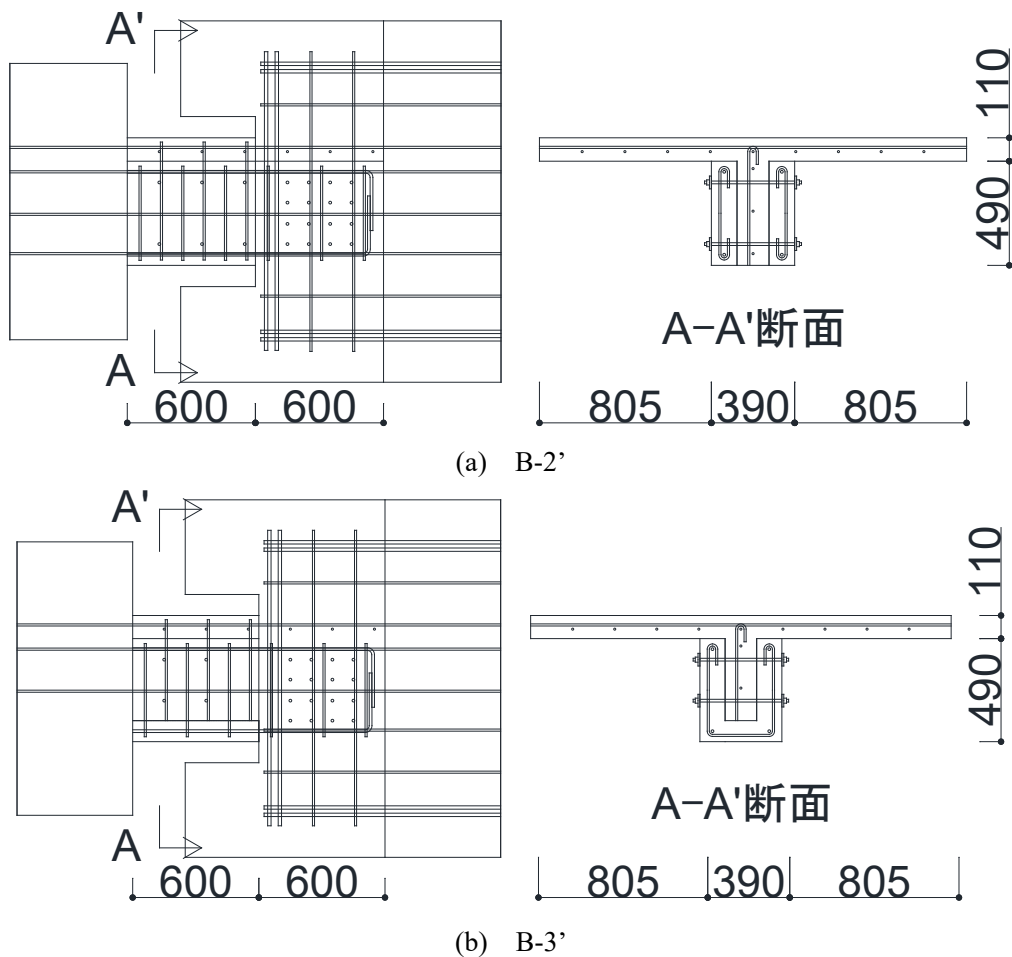
補修概要図を付図 1.3.1-1 に示す。耐力壁部分を覆う新設スタブを施工した。既存のスタブに対して、新設曲げ補強筋を接着系あと施工アンカーで施工し、新設せん断補強筋を配して、コンクリートを増し打ちした。なお、加力後の試験体 B-2 については、ひび割れが生じている耐力壁部分のコンクリートを研った上で増し打ちした。補強後の試験体名はそれぞれ B-2', B-3' と改める。



付図 1.3.1-1 補修概要図

付 1.3.2. 補修後実験試験体概要

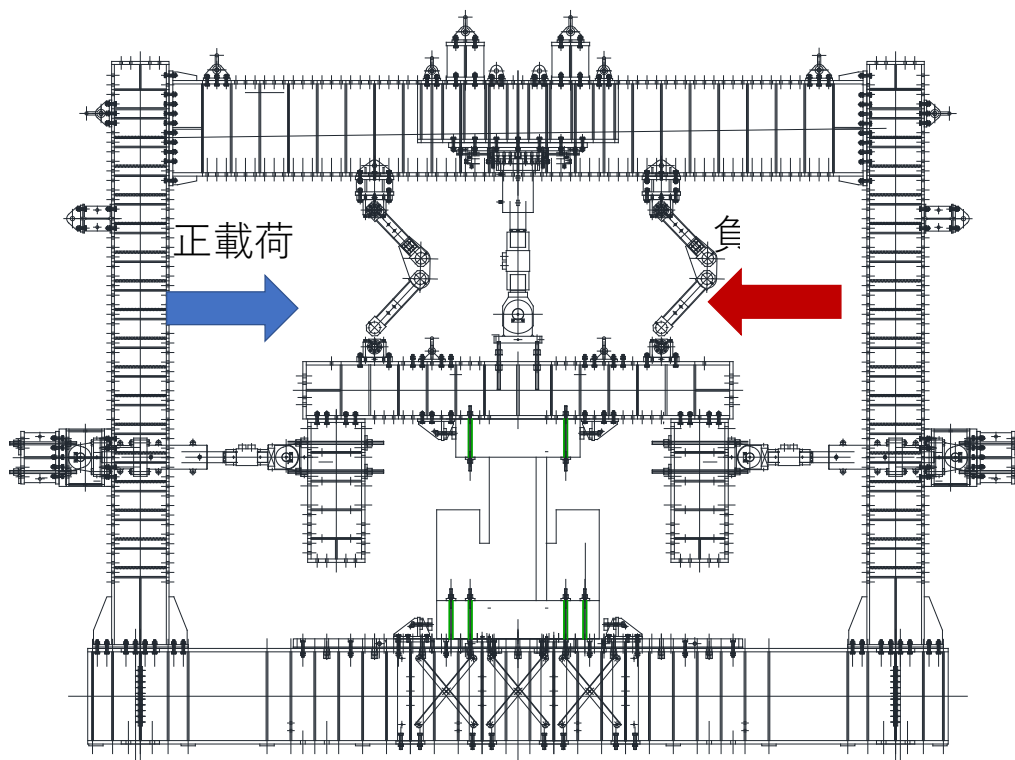
補修後試験体配筋図を付図 1.3.2-1 に示す。試験対象は耐力壁部分の補修・補強を行った試験体 B-2' と B-3' の 2 体である。



付図 1.3.2-1 補修後試験体配筋図

付 1.3.3. 補修後実験加力計画

加力装置図を付図 1.3.3-1 に示す。加力方式は片持ち梁形式での正負交番繰返載荷で軸力は 0 とし、反曲点高さは壁梁の下スタブから 600mm の高さとした。スラブ圧縮となる方向を正載荷とし、試験体の外側に取り付けた計測用フレームを用いて、加力位置と下スタブ位置の相対水平変位を計測し、計測高さで除した変計角による制御を行った。載荷履歴は変形角 $R=1/1600$, $1/800$ を 1 サイクルずつ、 $R=1/400$, $1/200$, $1/133$, $1/100$, $1/67$, $1/50$, $1/33$ を 2 サイクルずつ行った。

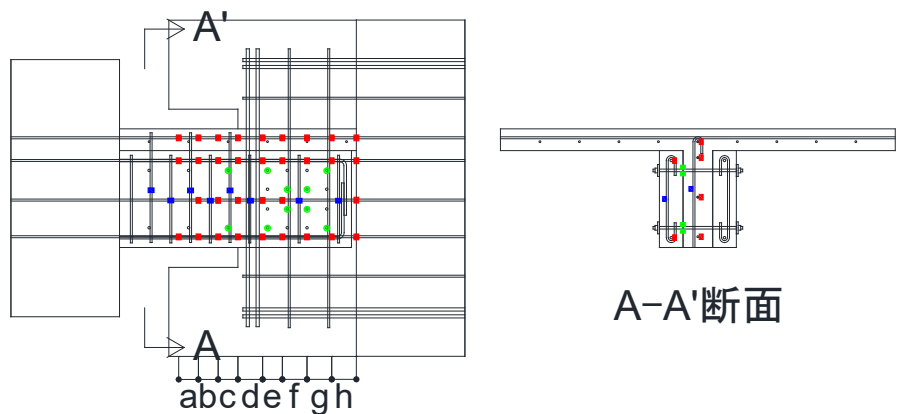


付図 1.3.3-1 加力装置図

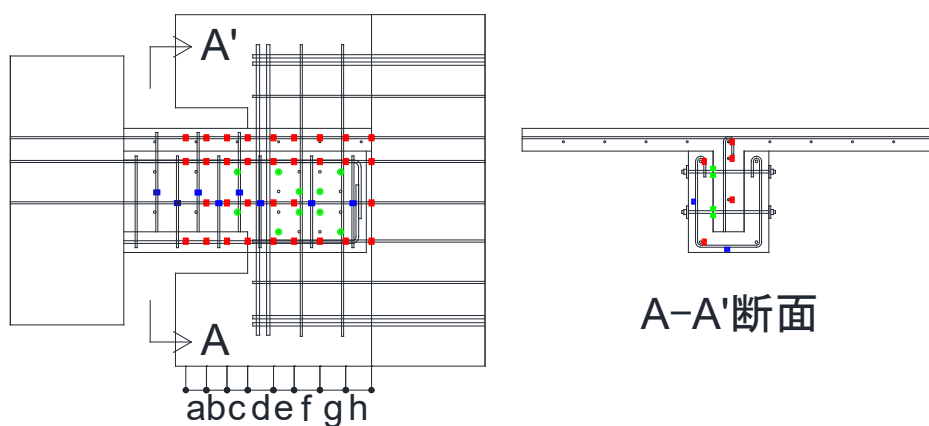
付 1.3.4. 補修後実験計測計画

付 1.3.4.1. 変位及びひずみ計測方法

計測状況として、付図 1.3.4-1 に B-2',3'のインサート位置説明図及び鉄筋のひずみゲージ貼り付け説明図を示し、付図 1.3.4-2 に B-2',3'の変位計取り付け位置図を示す。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。



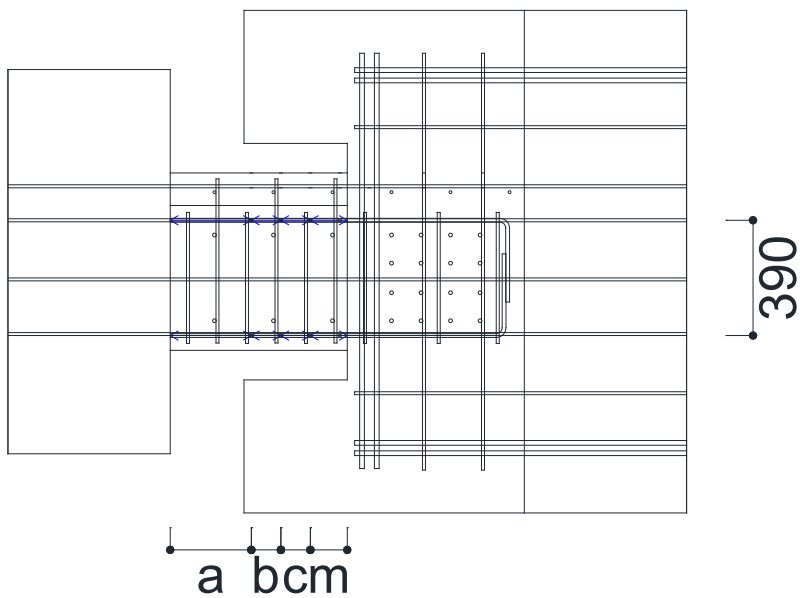
(a) B-2'



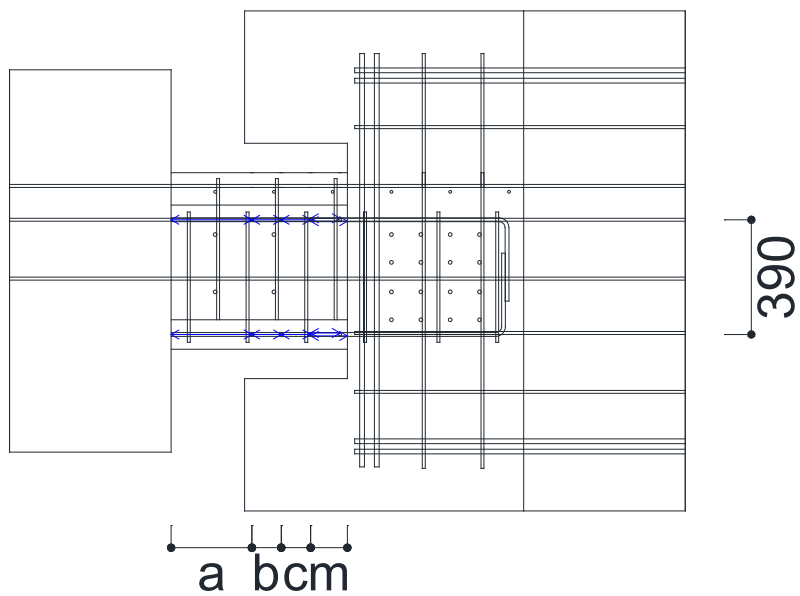
(b) B-3'

a, b, c, e: 100mm	<table border="1"> <tr> <td>■ ■ ■</td> <td>ひずみゲージ</td> </tr> <tr> <td>●</td> <td>PC鋼棒</td> </tr> </table>	■ ■ ■	ひずみゲージ	●	PC鋼棒
■ ■ ■		ひずみゲージ			
●	PC鋼棒				
d, f, g, h: 125mm					

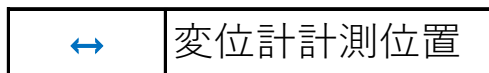
付図 1.3.4-1 ひずみゲージ及びインサート位置図



(a) B-2'



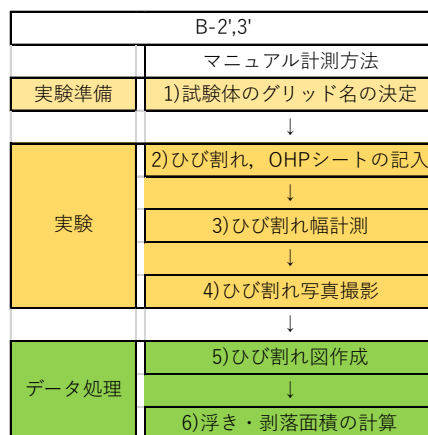
(b) B-3'



付図 1.3.4-2 変位計取り付け位置図

付 1.3.4.2. ひび割れ計測方法

本実験では、試験体 B-2',3' 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。以下の付図 1.3.4-3 に作業フローを示す。



付図 1.3.4-3 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。付図 1.3.4-3 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

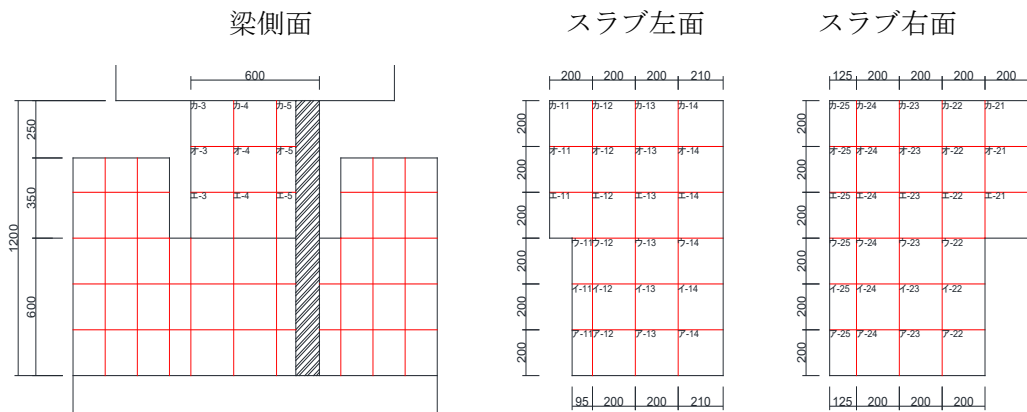
以下の付図 1.3.4-4 に試験体毎のグリッド名とその寸法を示す。

i) 試験体 B-2'

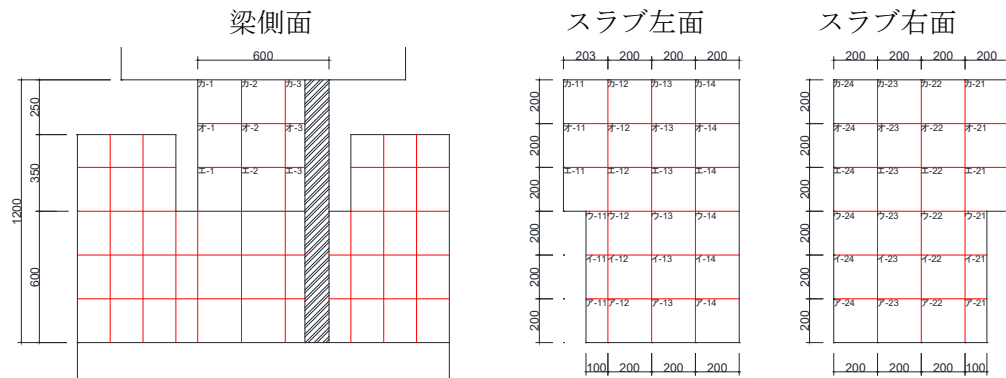
グリッドの振り分けは、基本横 200mm×縦 200mm とし、梁側面 3 列目を横 90mm×縦 200mm×縦 200mm，スラブ左面左下面 3 行を横 95mm×縦 200mm，スラブ右面左 1 列を横 125mm×縦 200mm とした。

ii) 試験体 B-3'

グリッドの振り分けは、基本横 200mm×縦 200mm とし、梁側面 3 列目を横 90mm×縦 200mm，スラブ左面左下面 3 行を横 95mm×縦 200mm，スラブ右面右下 3 行を横 125mm×縦 200mm とした。



(b) B-2'



(a) B-3'

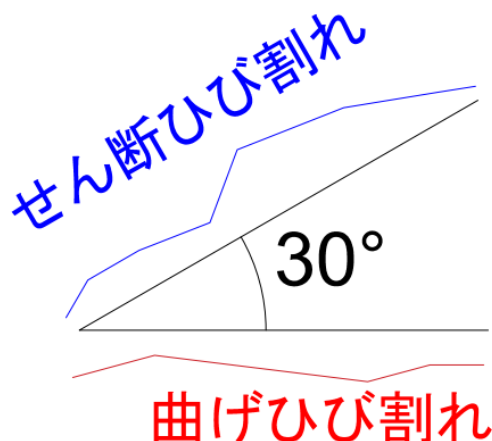
付図 1.3.4-4 試験体グリッド図面

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。定義は以下の付図 1.3.5-8 に示すように $R < 30^\circ$ なら曲げひび割れ， $30^\circ \leq R$ 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。



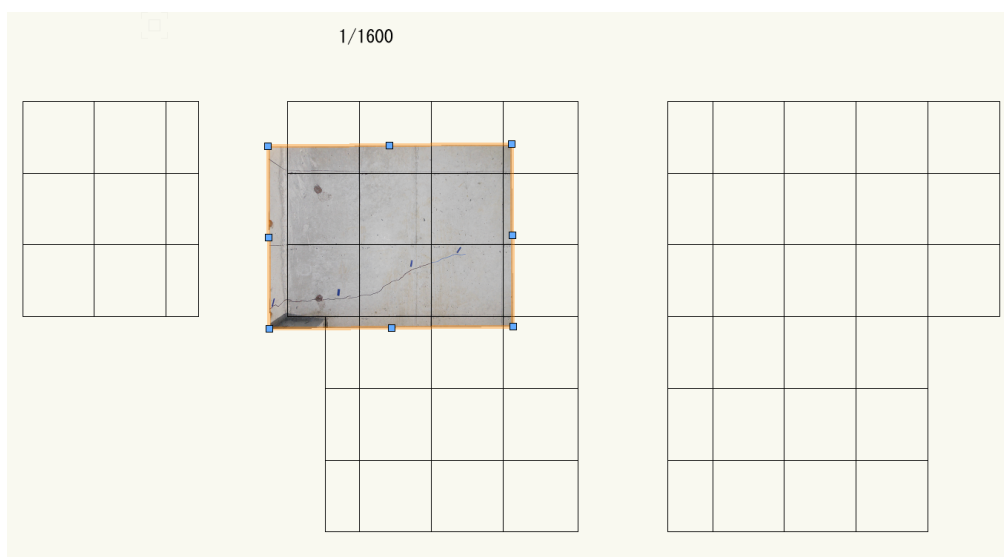
付図 1.3.4-5 曲げ・せん断ひび割れ定義図

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。また本実験ではひび割れ図を写真より作成するため、グリッドごとにひび割れ図作成用の写真を各サイクル除荷時に撮影する。

5)ひび割れ図作成

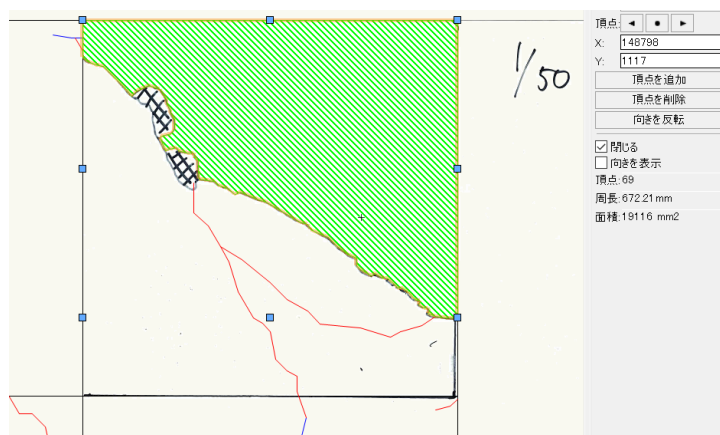
ベクター上に試験体のスナップ写真と OHP シートを取り込み、ひび割れ図を作成する。ベクター上に試験体図を描き、付図 1.3.4-6 に示すように取り込んだ写真や OHP シートを試験体図の該当箇所に重ね合わせ上からひび割れ・浮き・剥落をなぞる。この際ひび割れ幅の計測を行った最大曲げひび割れ点に○、最大せん断ひび割れ点に□のマークをつける。



付図 1.3.4-6 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

ベクター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、以下の付図 1.3.4-7 に示すようにデータパレット上に面積(mm²)が表示されるのでその数値をまとめる。



付図 1.3.4-7 浮き・剥落面積表示画面

付 1.3.5. 補修後実験結果

付 1.3.5.1. 破壊経過

B-2'

R=2.017%で補強部と既存部の境界に縦ひび割れを確認し、耐力低下が確認された。最大耐力に関しては正載荷側では R=0.483%で 233.3kN, 負載荷側では R=-2.17%で-353.9kN を記録した。正載荷側では最終的に梁側面のせん断ひび割れが拡幅するとともに急激に耐力低下した。

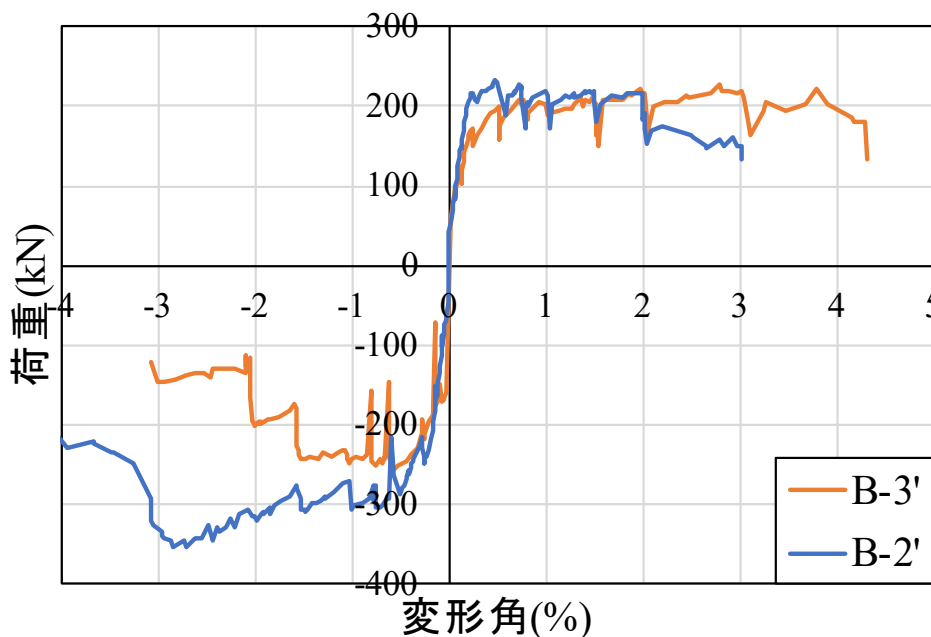
B-3'

正載荷側では R=0.117%で梁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=-0.157%でスラブ筋が最初に引張降伏ひずみに達した。また R=-1.527%で梁端部が大きく剥落して耐力低下が確認された。最大耐力に関しては正載荷側では R=2.783%で 227.8kN, 負載荷側では R=-0.58%で-256.7kN を記録した。正載荷側では最終的に梁側面のせん断ひび割れが拡幅するとともに急激に耐力低下した。

付 1.3.5.2. 荷重変形関係の包絡線

各試験体の荷重変形関係の包絡線の比較を付図 1.3.5-1 に示す。

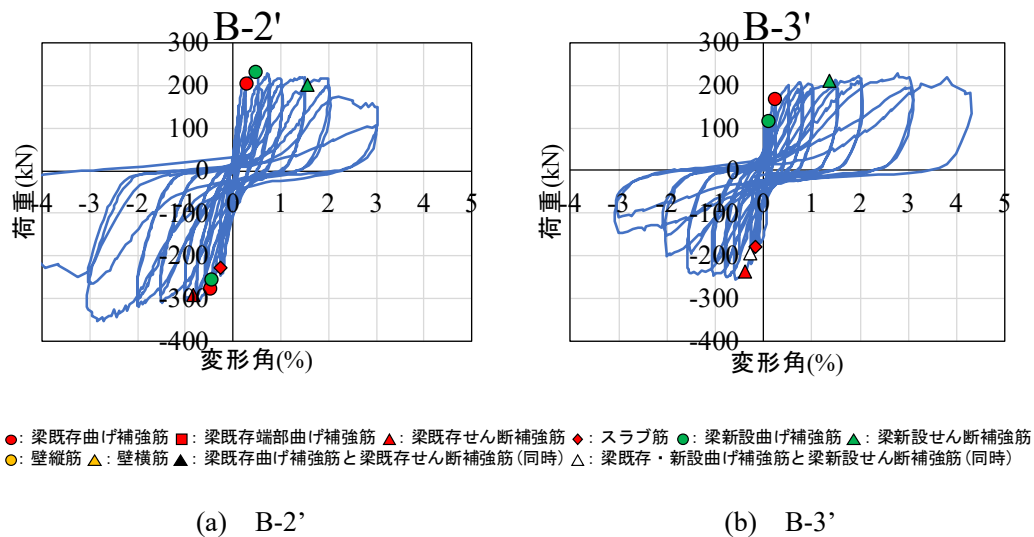
正載荷時に関して、耐力は概ね一致しているが B-2'は B-3'と比較して靱性能が低下することが確認された。また負載荷時に関して、耐力、靱性能ともに B-3'は B-2'と比較して大きく低下した。



付図 1.3.5-1 荷重変形関係の包絡線比較

付 1.3.5.3. 荷重変形関係と鉄筋降伏状況

各試験体の荷重変形関係を付図 1.3.5-2 に示す。付図 1.3.5-2 には各鉄筋の降伏点した位置をプロットした。



●: 梁既存曲げ補強筋 ■: 梁既存端部曲げ補強筋 ▲: 梁既存せん断補強筋 ◆: スラブ筋 ●: 梁新設曲げ補強筋 ▲: 梁新設せん断補強筋
○: 壁縦筋 ▲: 壁横筋 ▲: 梁既存曲げ補強筋と梁既存せん断補強筋(同時) △: 梁既存・新設曲げ補強筋と梁新設せん断補強筋(同時)

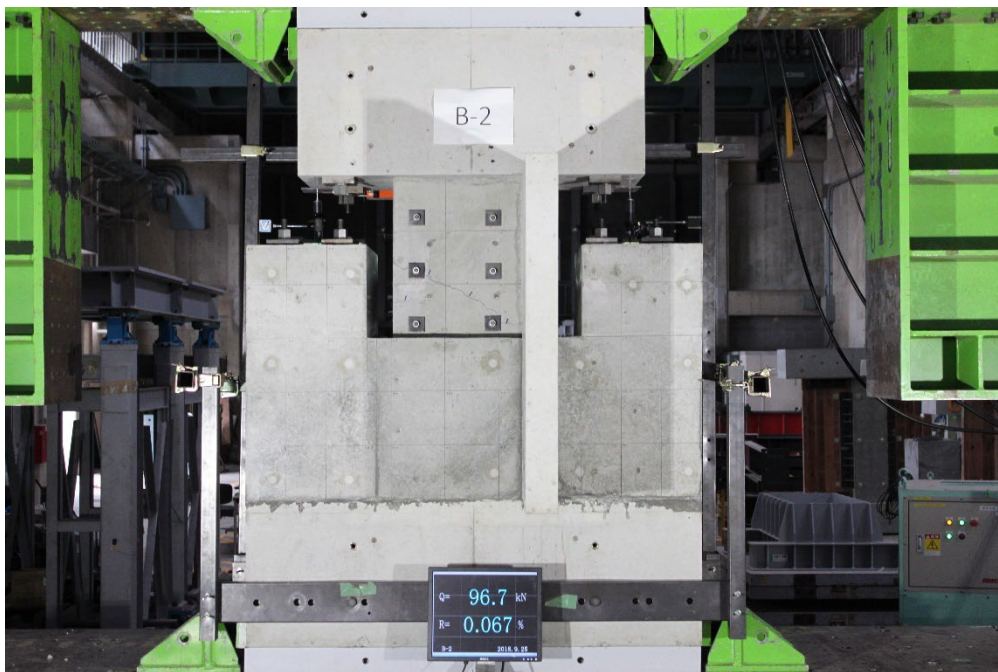
付図 1.3.5-2 荷重—変形関係

付 1.3.5.4. 試験体破壊推移

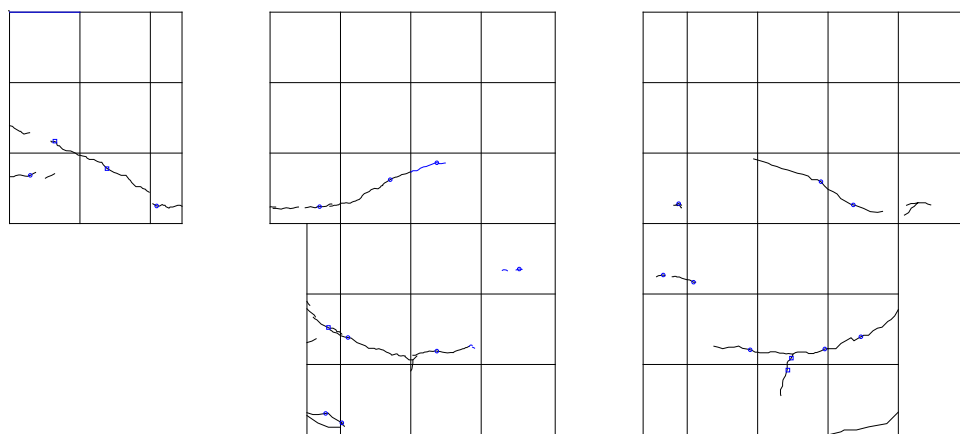
試験体 B-2',3'に関して、付 1.3.4.2 節に示した手法を用いてひび割れ図の作成を行った。各サイクル除荷時の全景写真とひび割れ図を示す。

(1) B-2'全景写真・ひび割れ図

1/1600

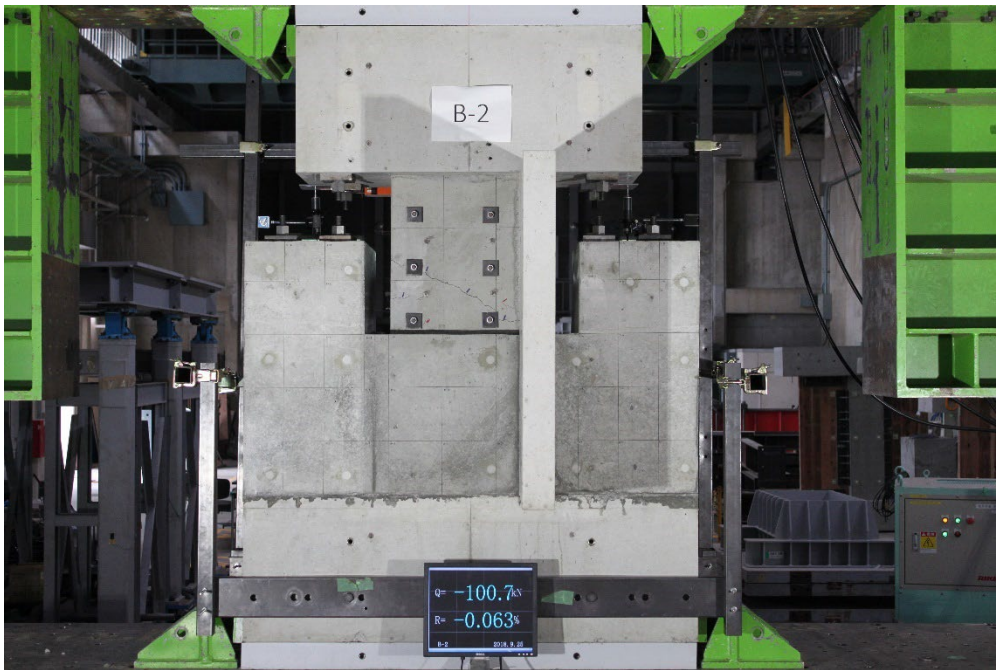


付写真 1.3.5-1 B-2' 全景写真(R=+1/1600)

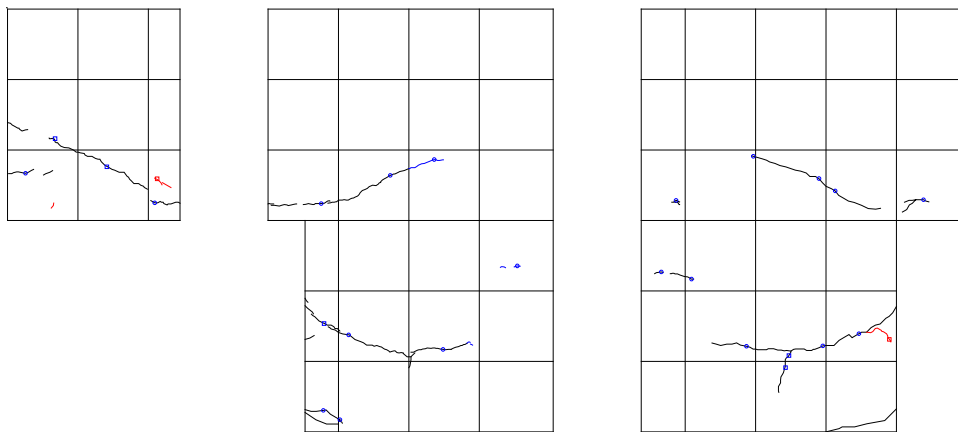


付図 1.3.5-3 B-2' ひび割れ図(R=+1/1600)

-1/1600

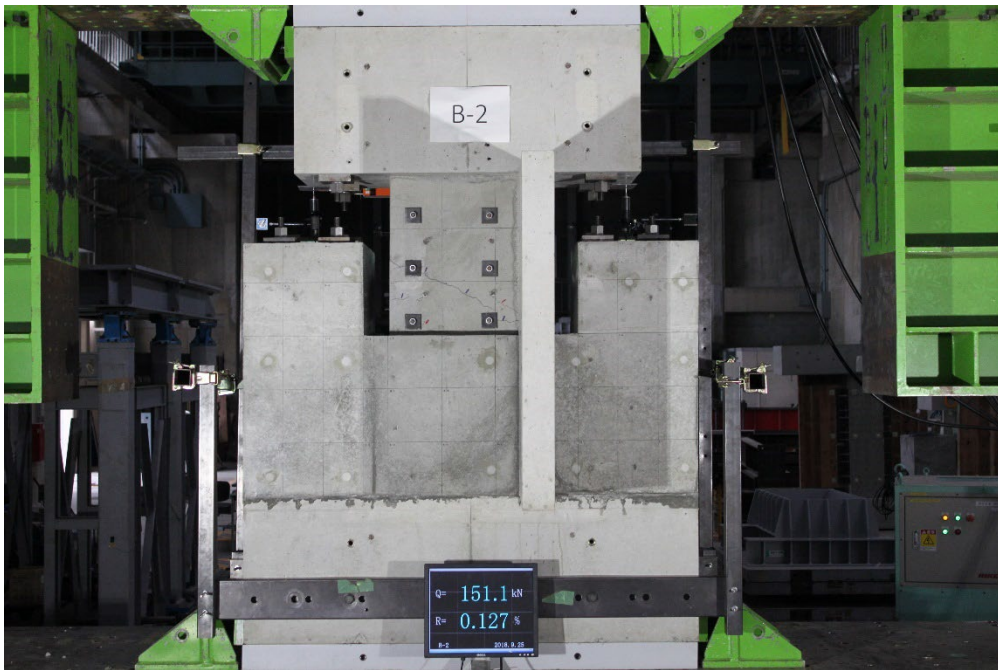


付写真 1.3.5-2 B-2'全景写真(R=-1/1600)

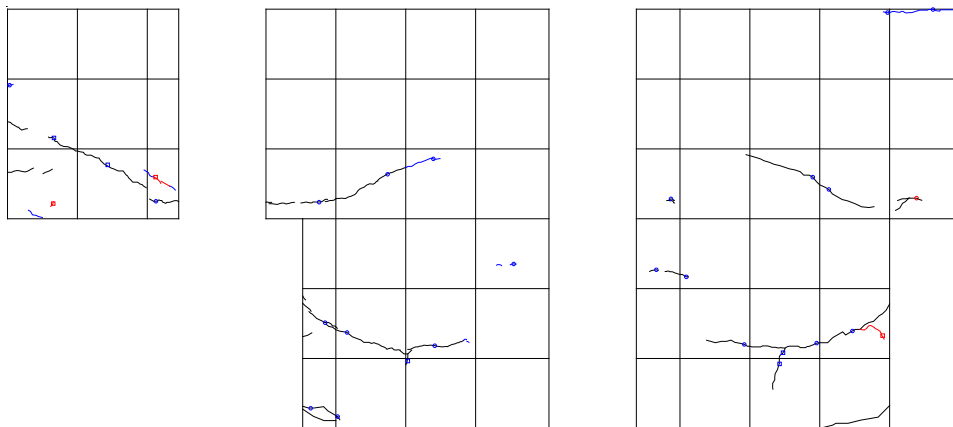


付図 1.3.5-4 B-2'ひび割れ図(R=-1/1600)

1/800

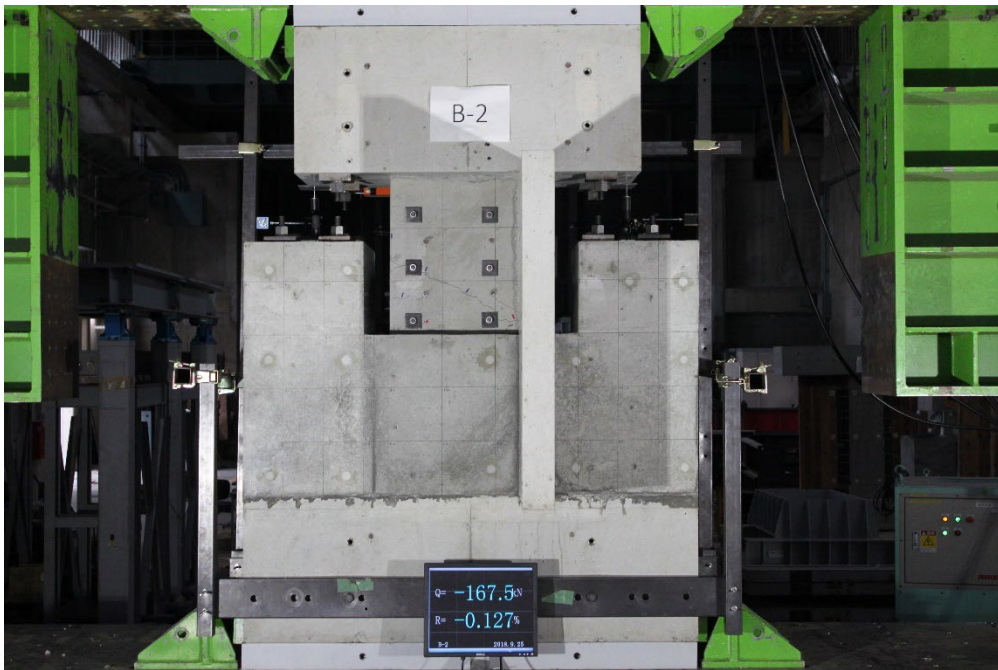


付写真 1.3.5-3 全景写真(R=+1/800)

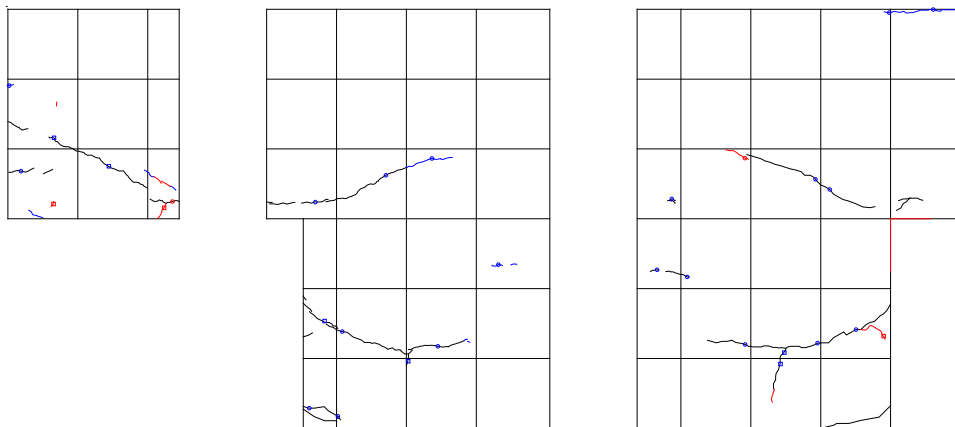


付図 1.3.5-5 ひび割れ図 (R=+1/800)

-1/800

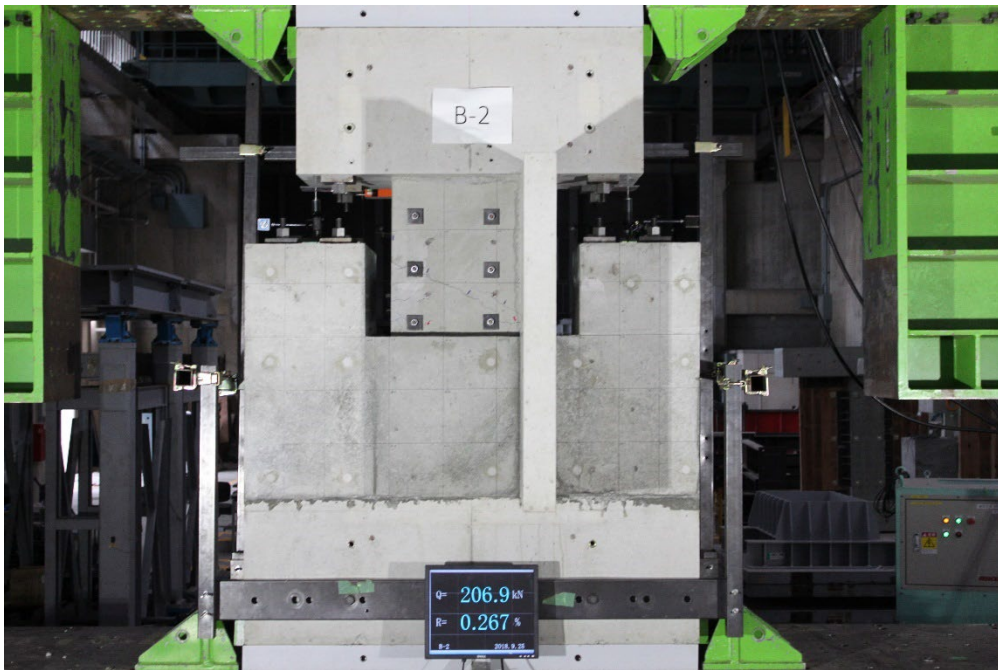


付写真 1.3.5-4 全景写真(R=-1/800)

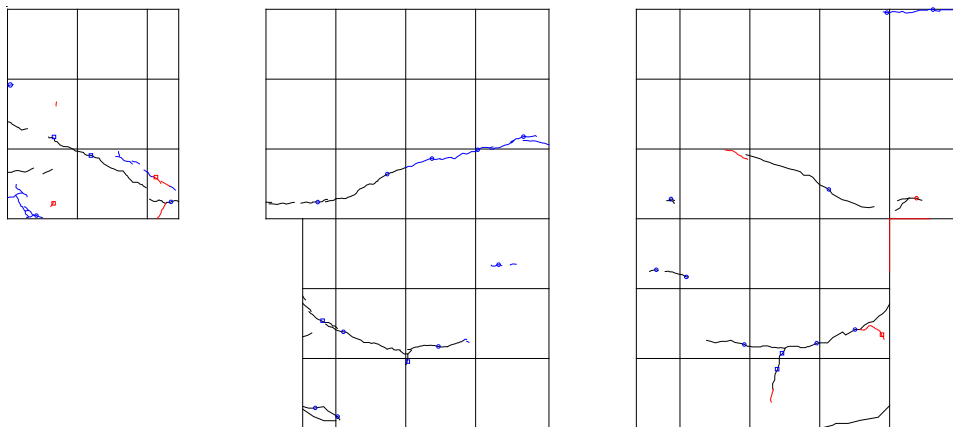


付図 1.3.5-6 ひび割れ図(R=-1/800)

1/400①

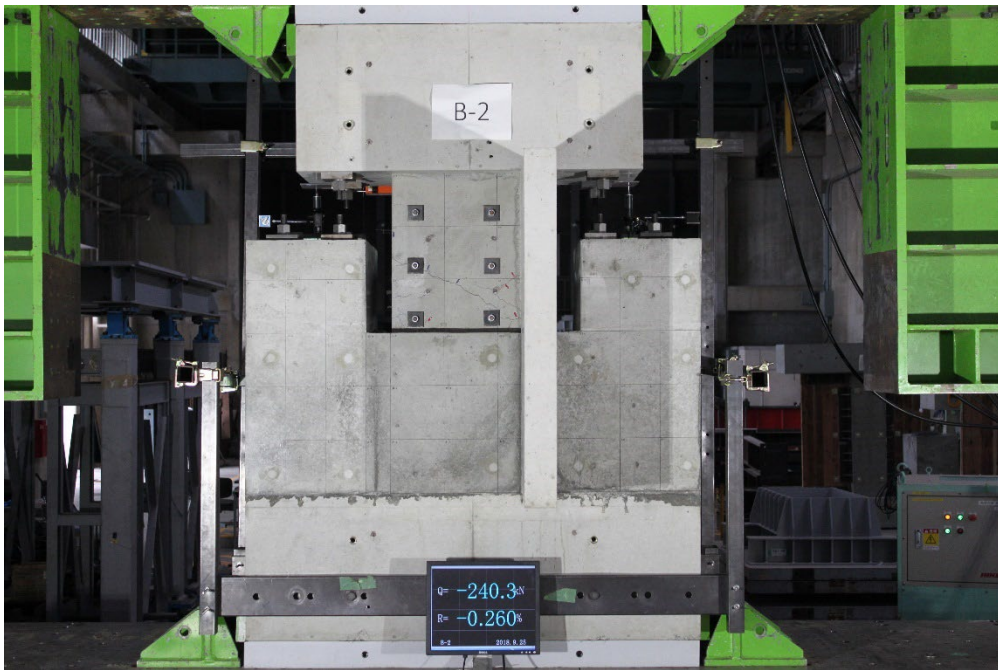


付写真 1.3.5-5 全景写真(R=+1/400①)

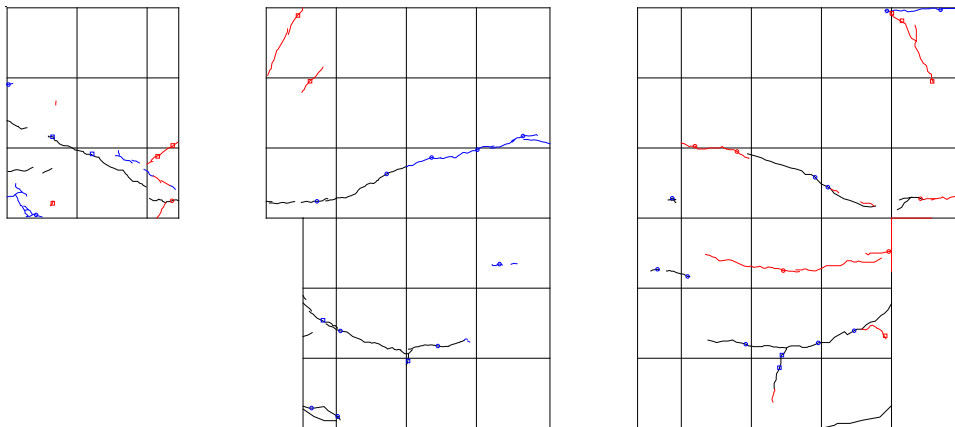


付図 1.3.5-7 ひび割れ図(R=+1/400①)

-1/400①

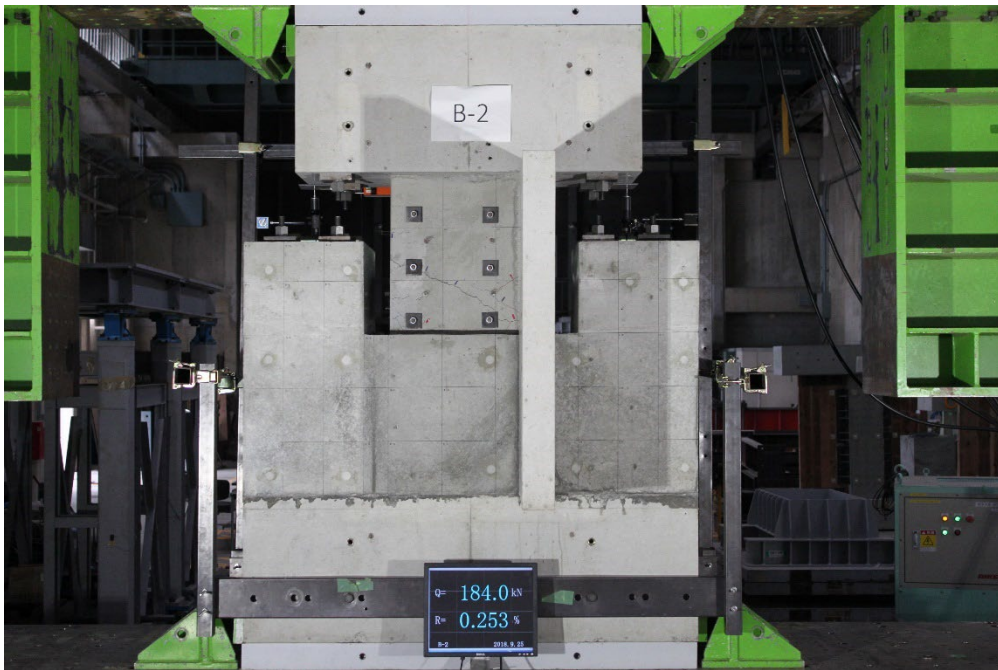


付写真 1.3.5-6 全景写真(R=-1/400①)

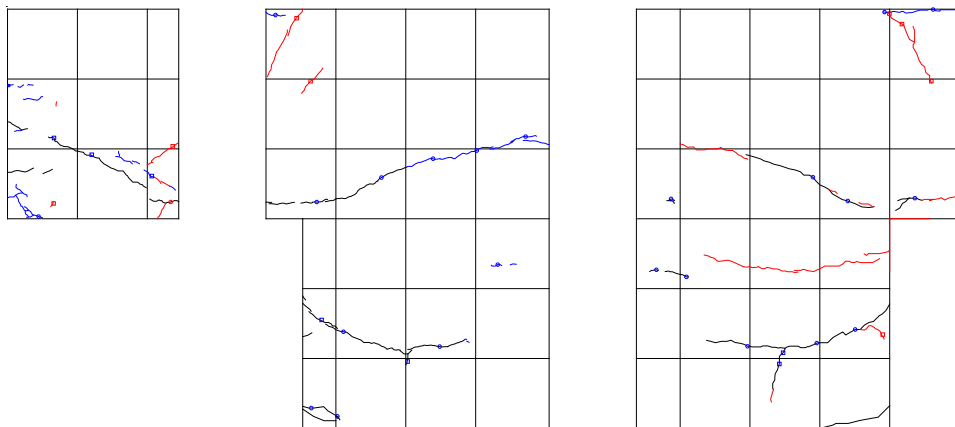


付図 1.3.5-8 ひび割れ図(R=-1/400①)

1/400②

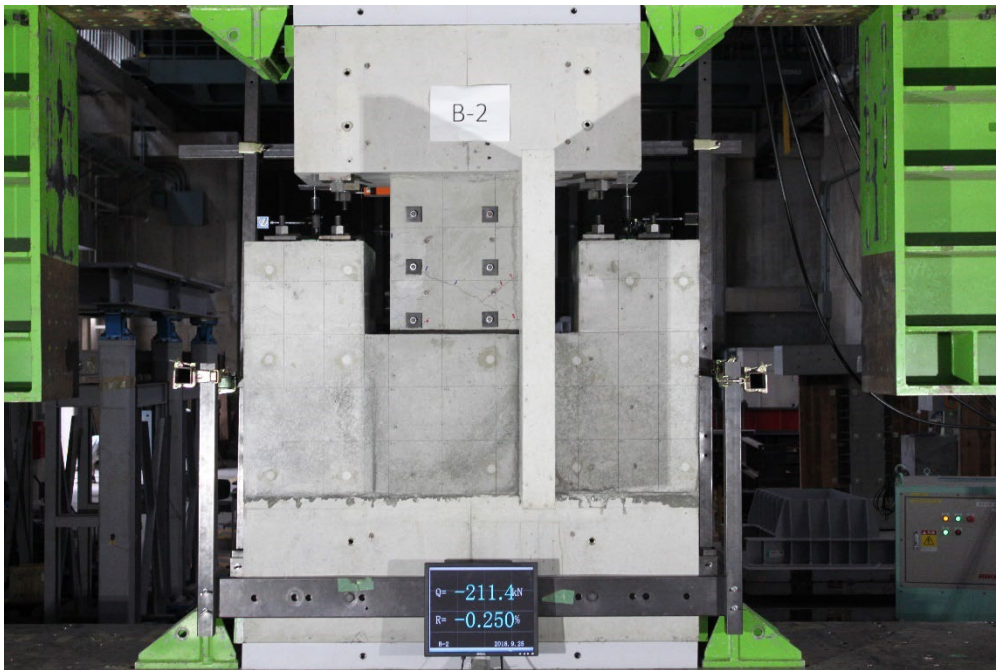


付写真 1.3.5-7 全景写真(R=+1/400②)

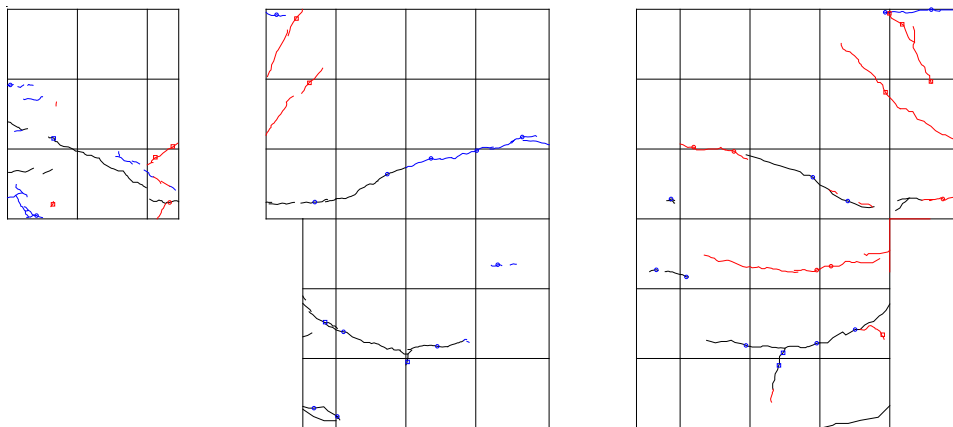


付図 1.3.5-9 ひび割れ図(R=+1/400②)

-1/400②

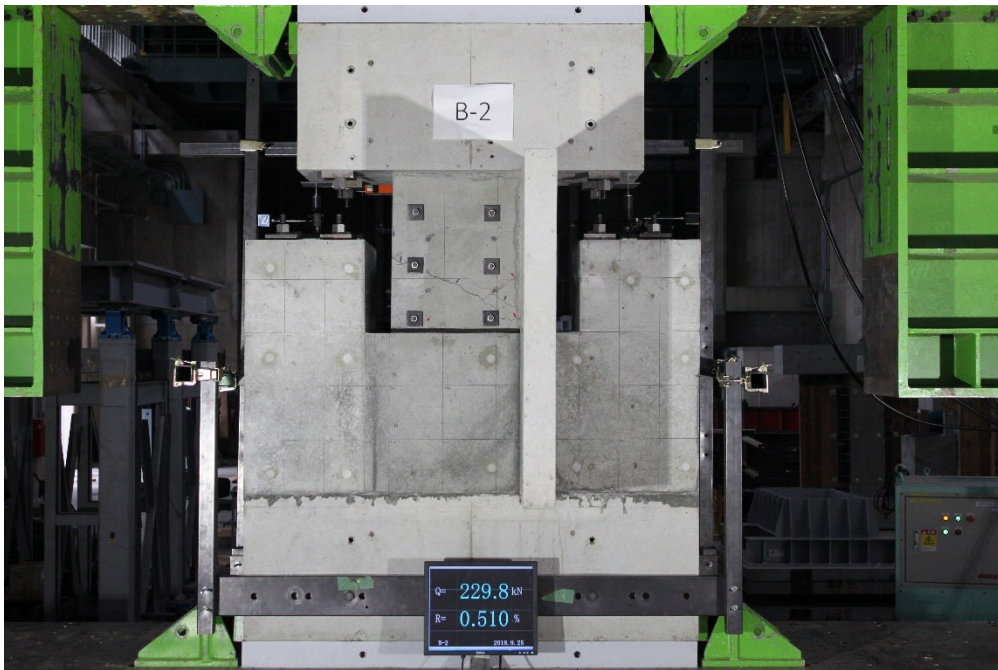


付写真 1.3.5-8 全景写真(R=-1/400②)

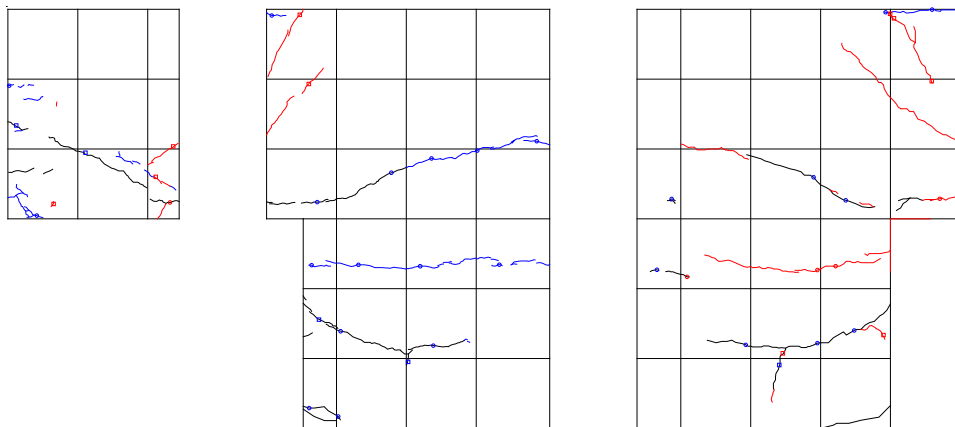


付図 1.3.5-10 ひび割れ図(R=-1/400②)

1/200①

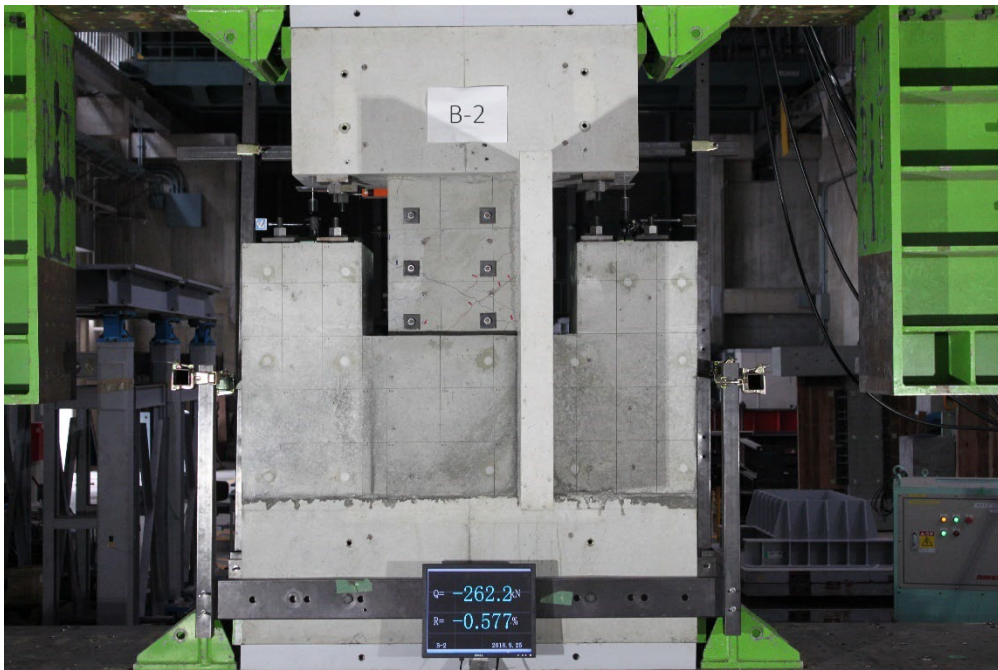


付写真 1.3.5-9 全景写真(R=+1/200①)

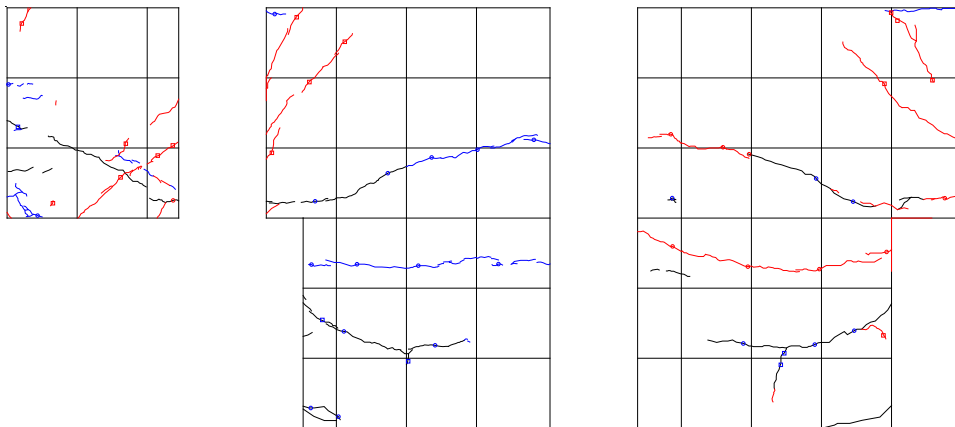


付図 1.3.5-11 ひび割れ図(R=+1/200①)

-1/200①

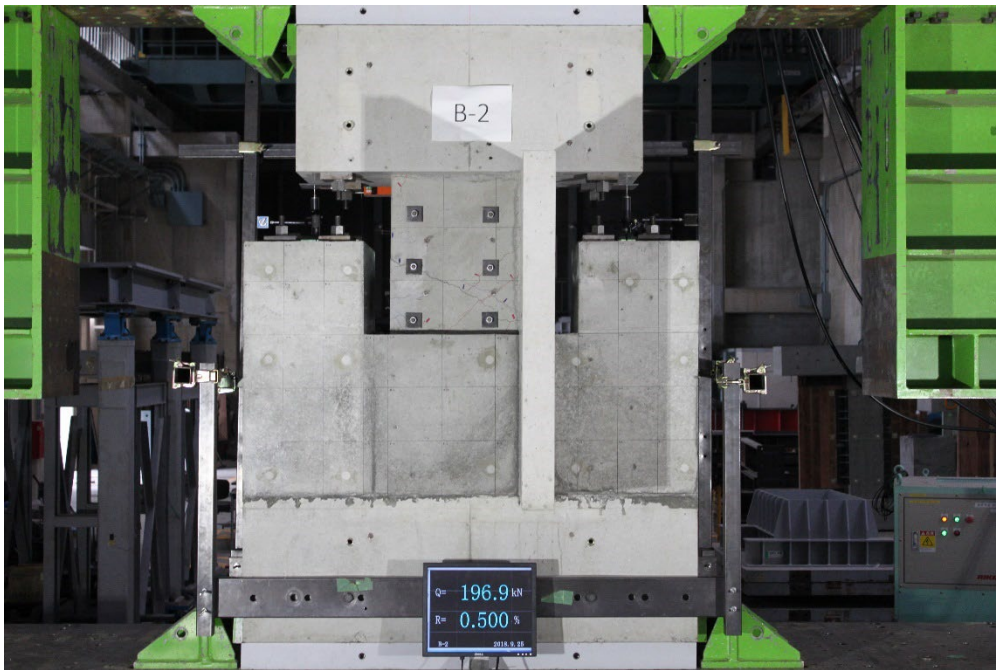


付写真 1.3.5-10 全景写真(R=-1/200①)

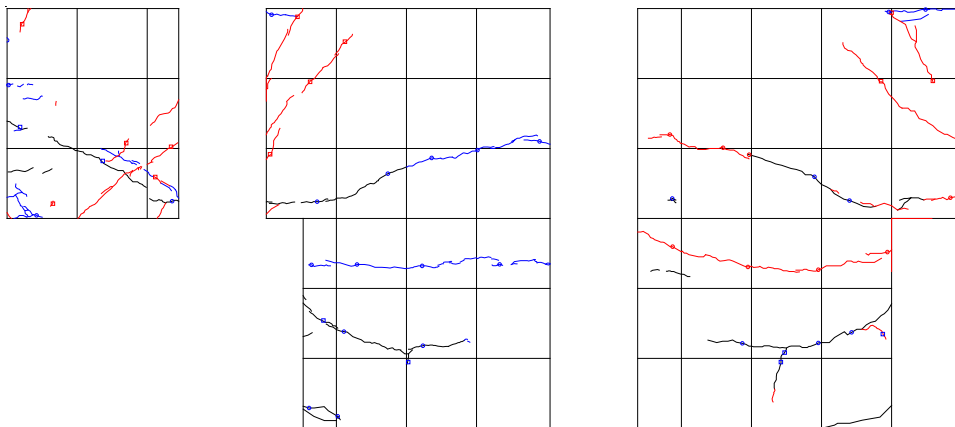


付図 1.3.5-12 ひび割れ図(R=-1/200①)

1/200②

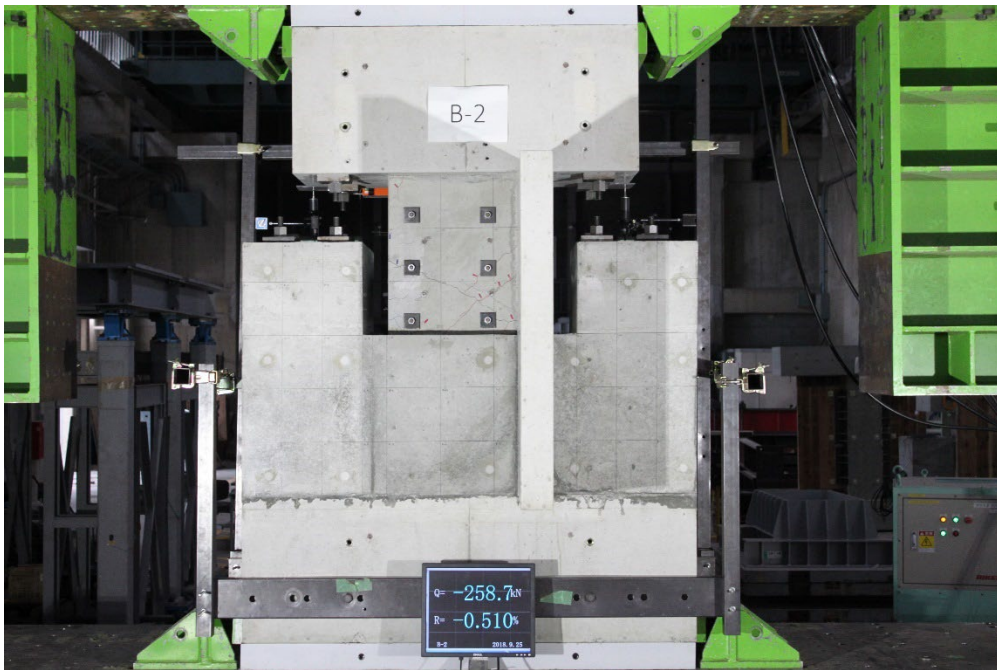


付写真 1.3.5-11 全景写真(R=+1/200②)

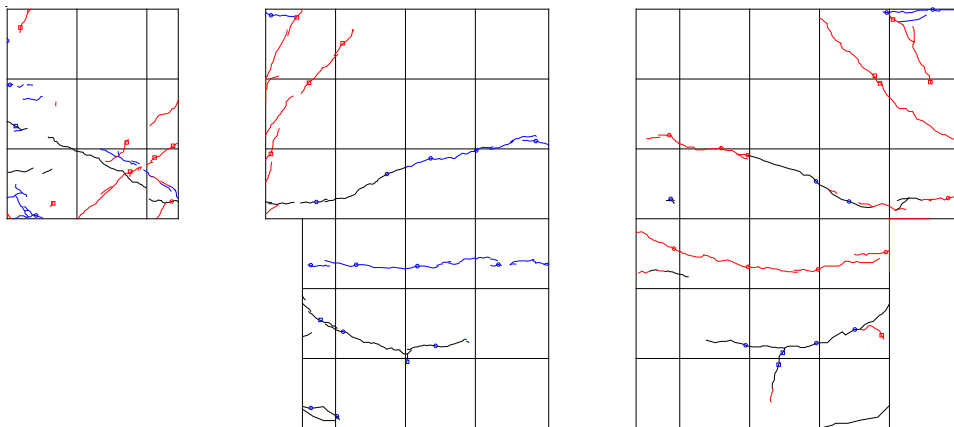


付図 1.3.5-13 ひび割れ図(R=+1/200②)

-1/200②

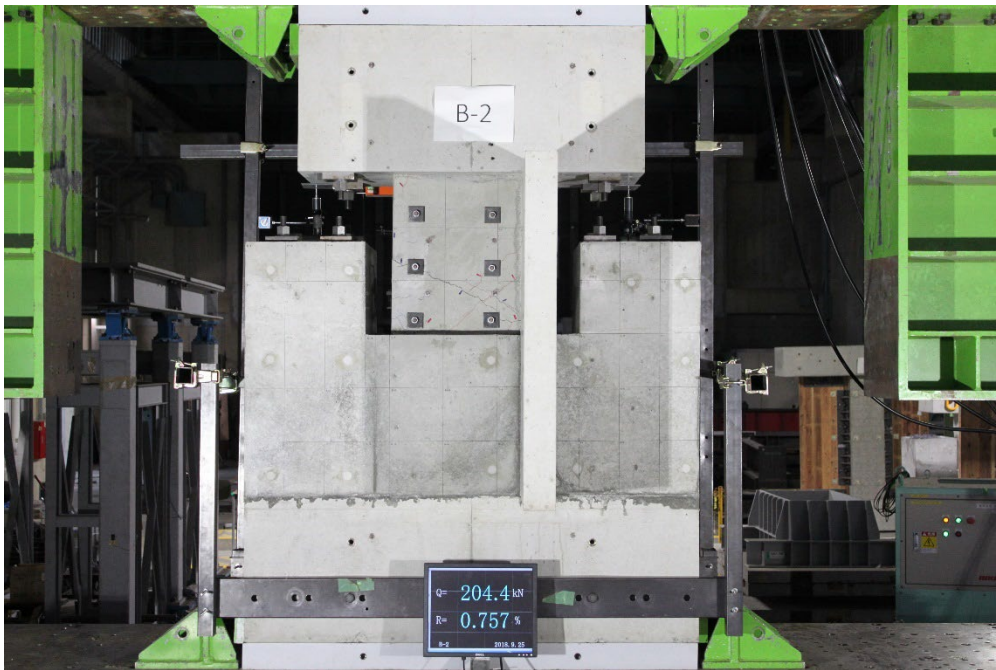


付写真 1.3.5-12 全景写真(R=-1/200②)

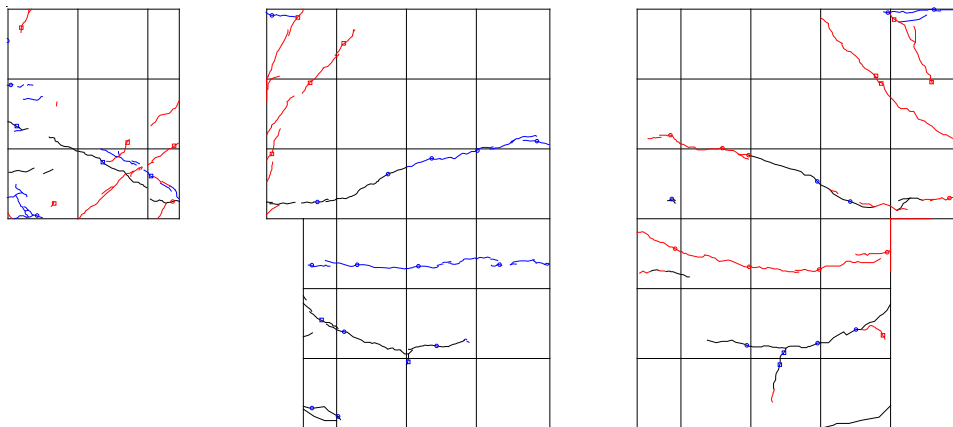


付図 1.3.5-14 ひび割れ図(R=-1/200②)

1/133①

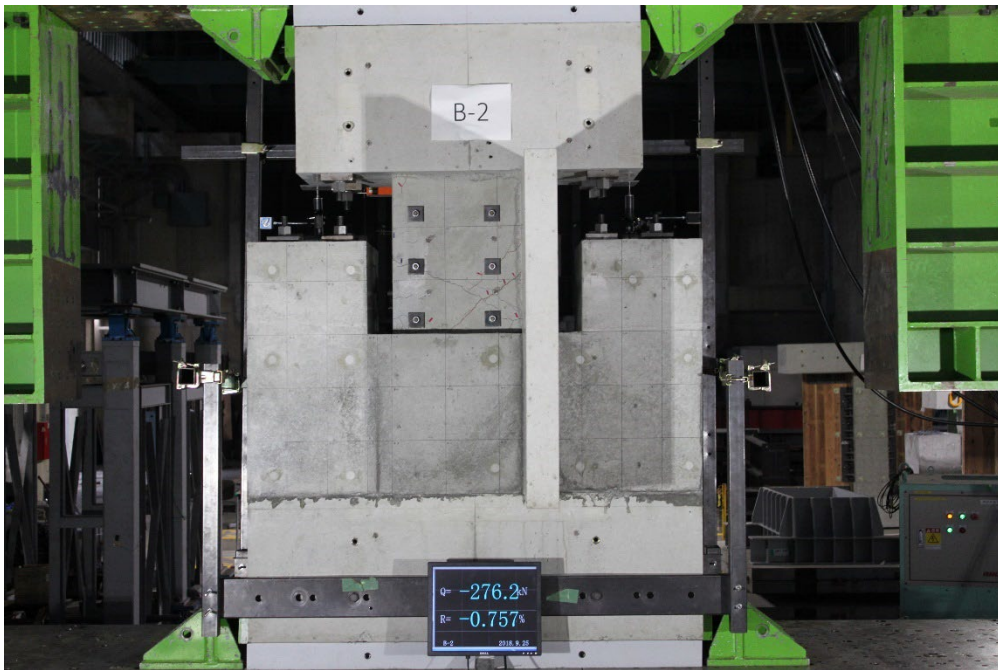


付写真 1.3.5-13 全景写真(R=+1/133①)

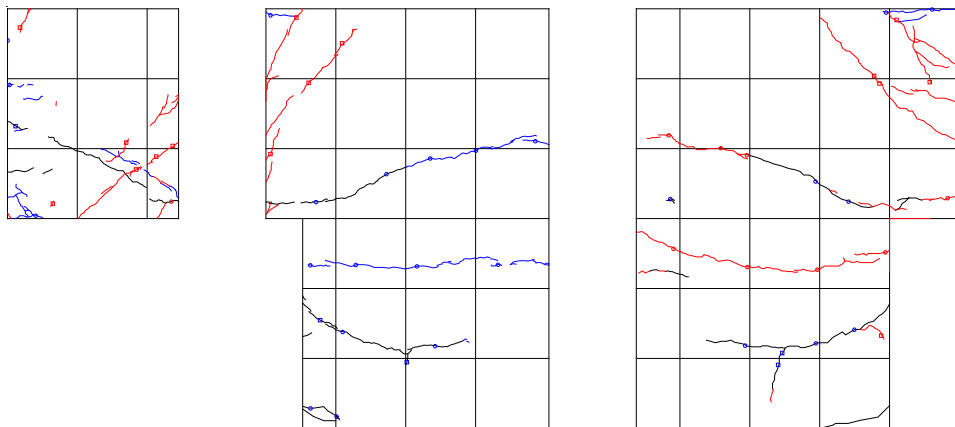


付図 1.3.5-15 ひび割れ図(R=+1/133①)

-1/133①

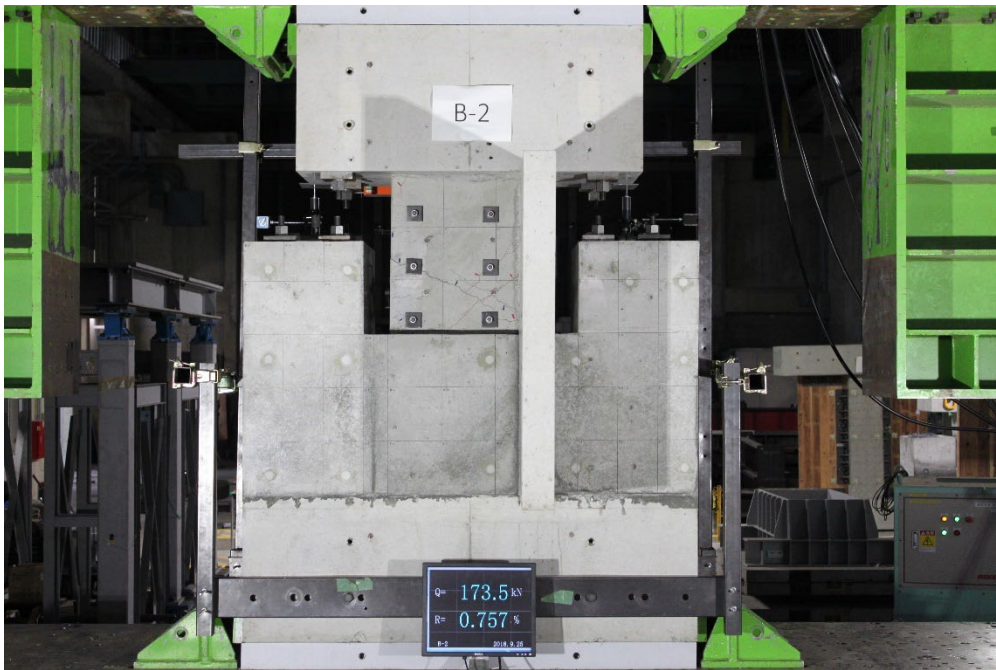


付写真 1.3.5-14 全景写真(R=-1/133①)

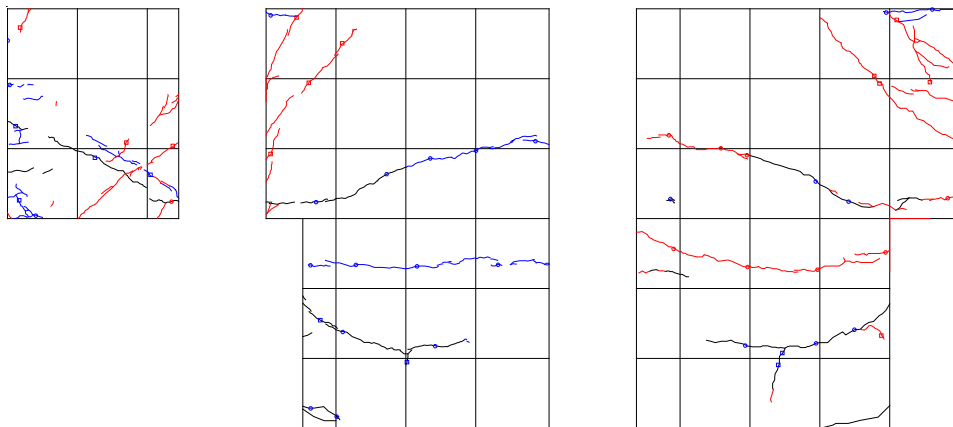


付図 1.3.5-16 ひび割れ図(R=-1/133①)

1/133②

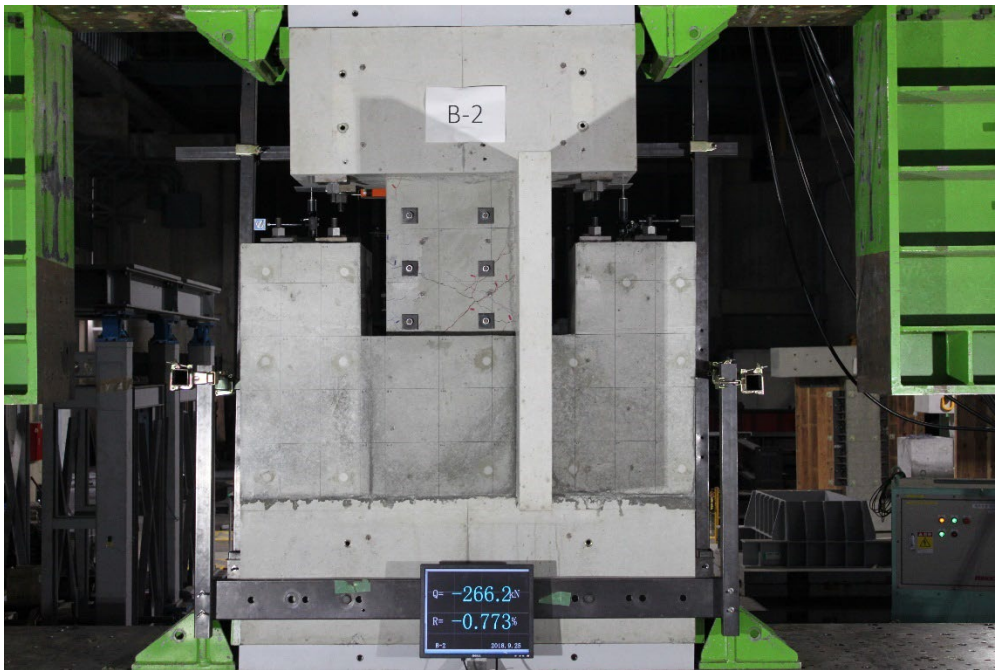


付写真 1.3.5-15 全景写真(R=+1/133②)

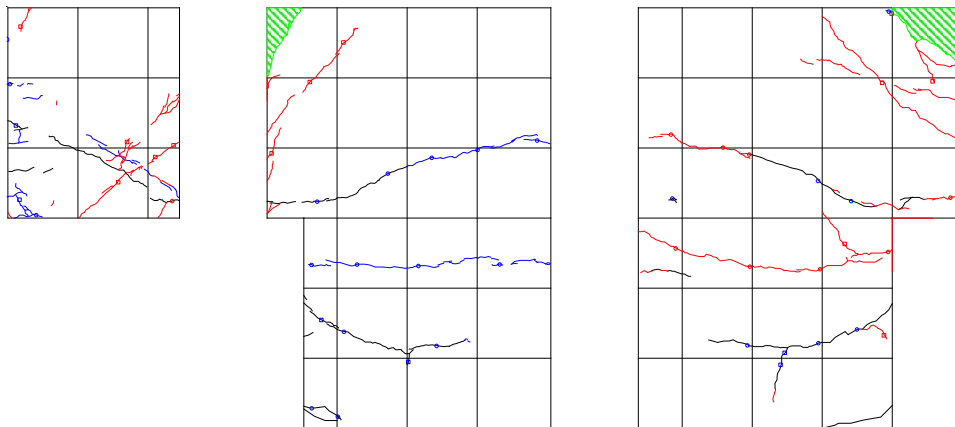


付図 1.3.5-17 ひび割れ図(R=+1/133②)

-1/133②

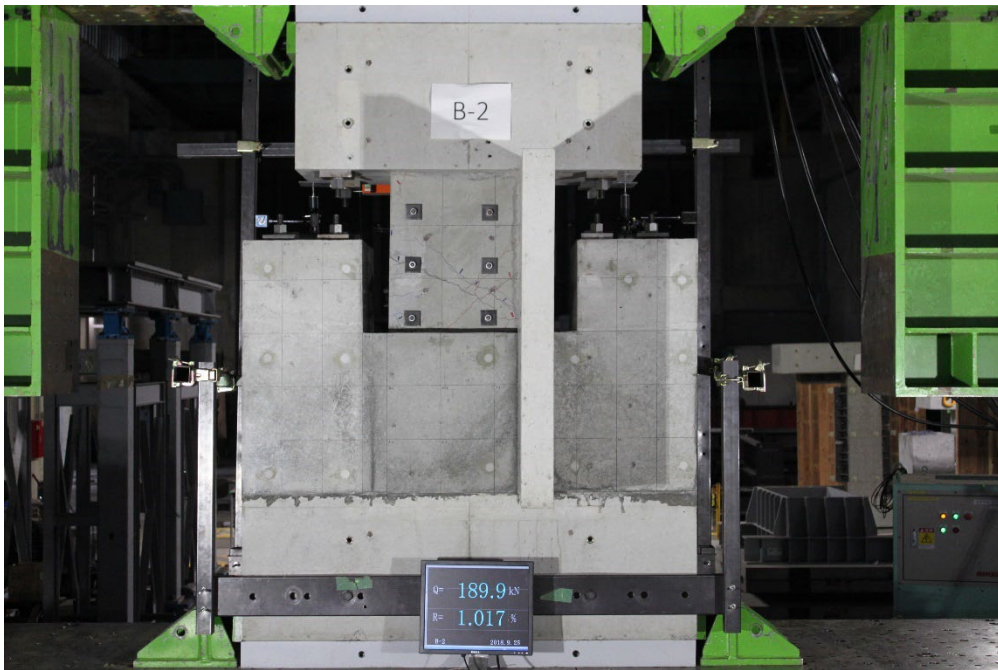


付写真 1.3.5-16 全景写真(R=-1/133②)

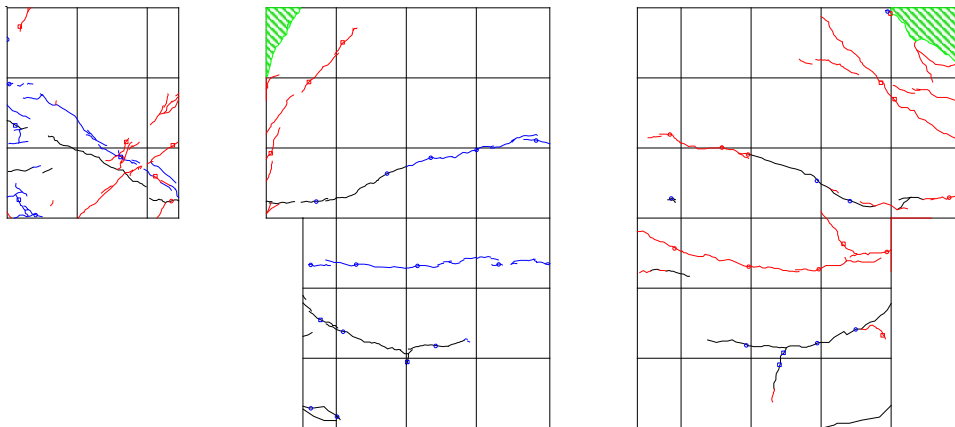


付図 1.3.5-18 ひび割れ図(R=-1/133②)

1/100①

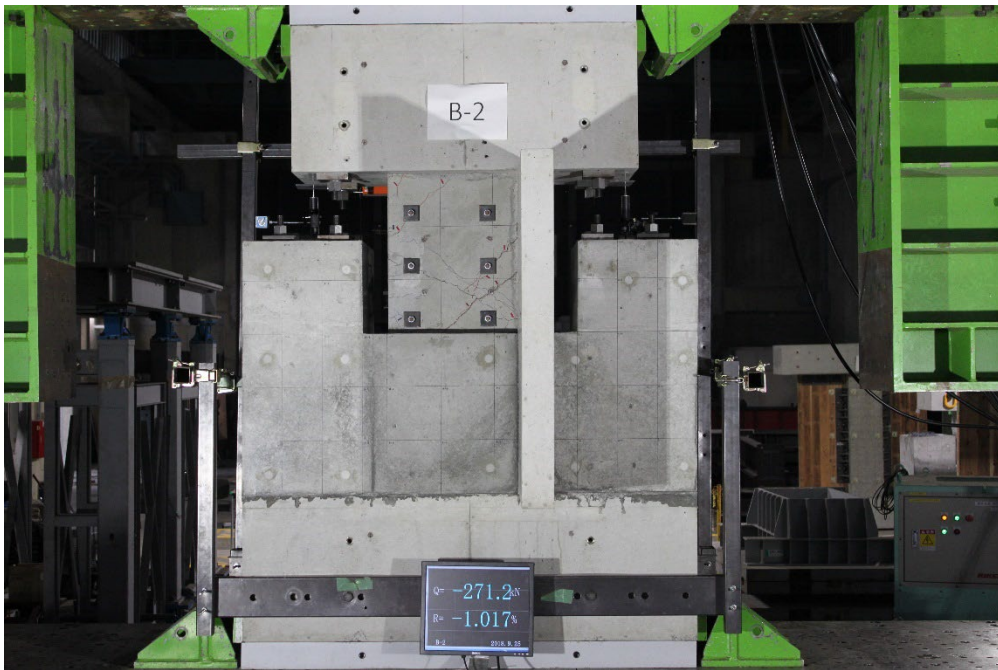


付写真 1.3.5-17 全景写真(R=+1/100①)

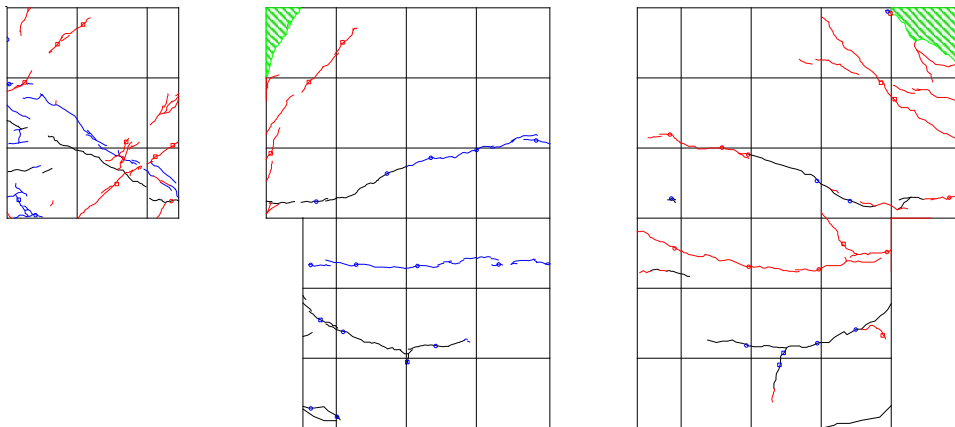


付図 1.3.5-19 ひび割れ図(R=+1/100①)

-1/100①

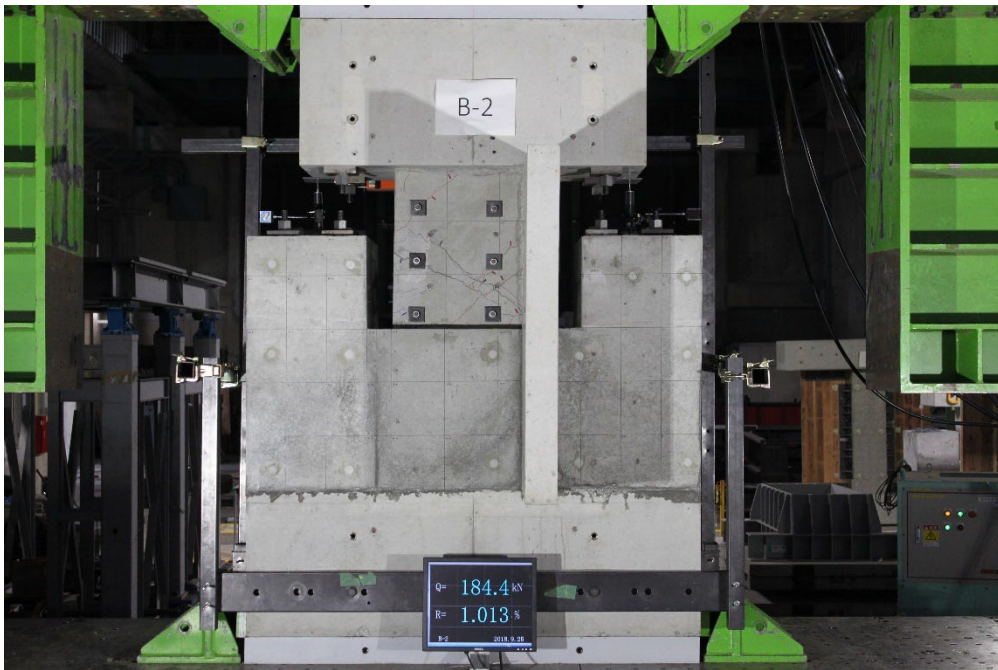


付写真 1.3.5-18 全景写真(R=-1/100①)

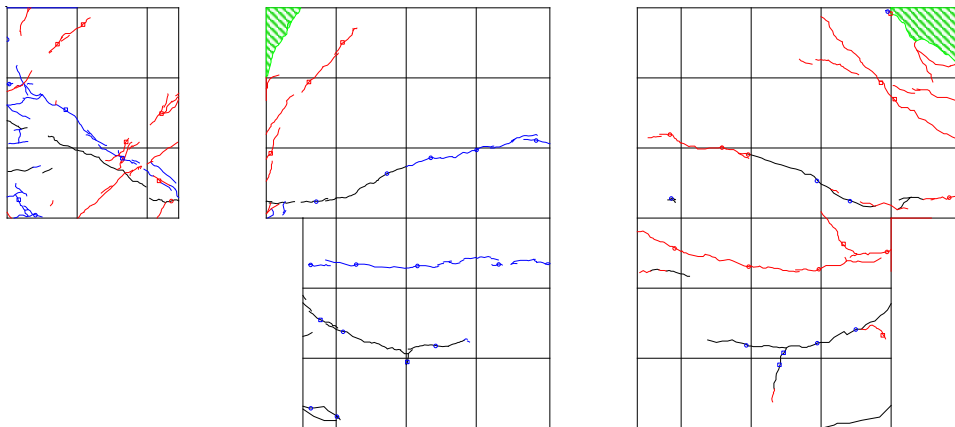


付図 1.3.5-20 ひび割れ図(R=-1/100①)

1/100②

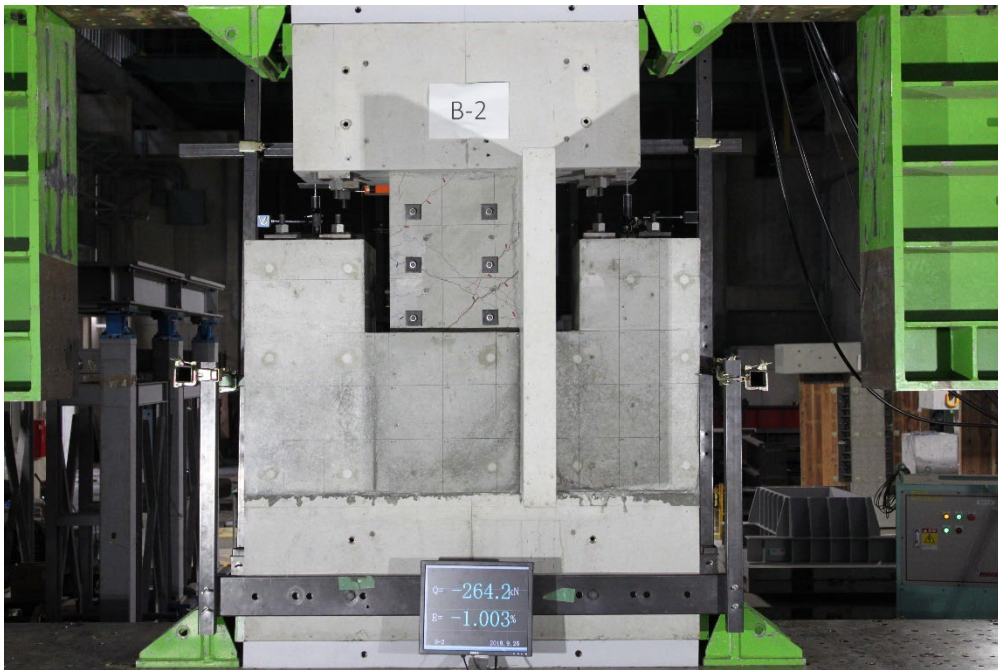


付写真 1.3.5-19 全景写真(R=+1/100②)

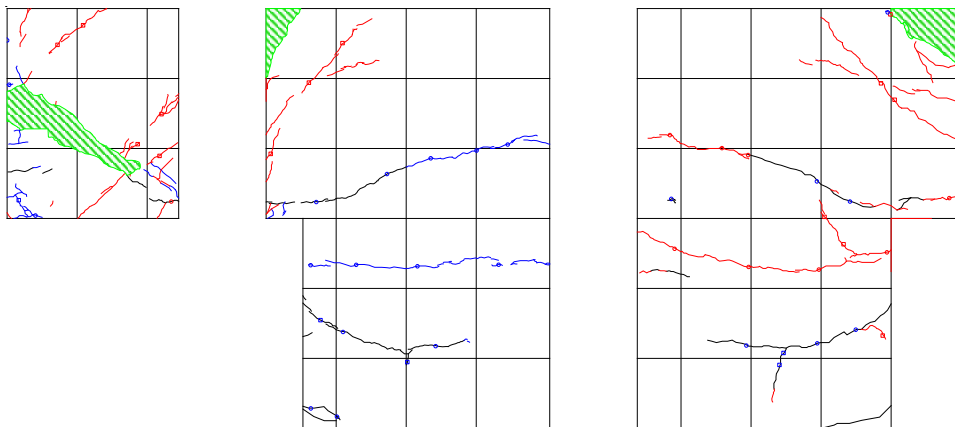


付図 1.3.5-21 ひび割れ図(R=+1/100②)

-1/100②

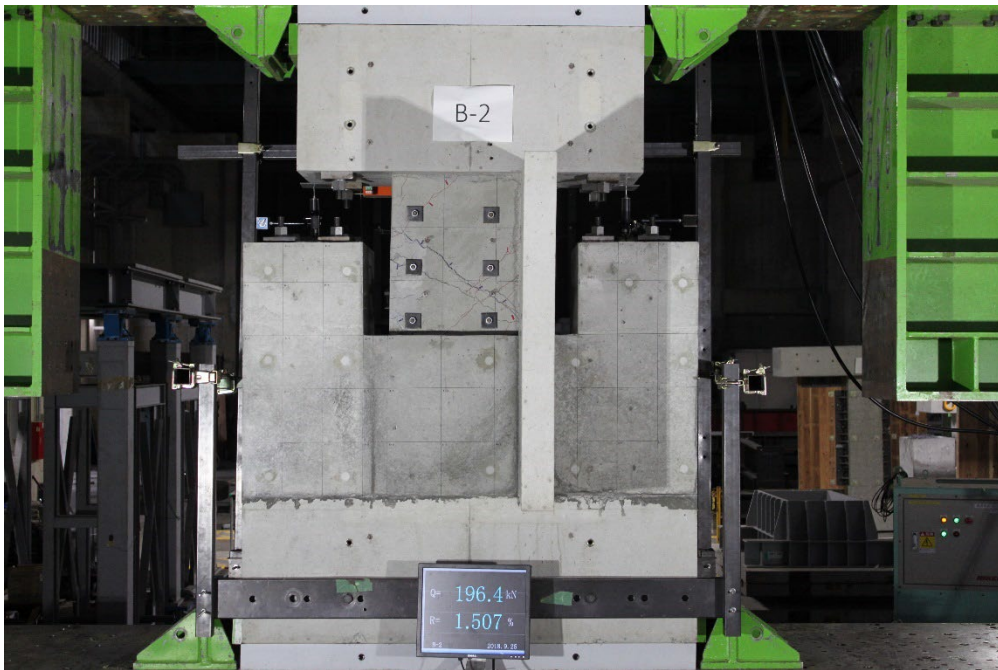


付写真 1.3.5-20 全景写真(R=-1/100②)

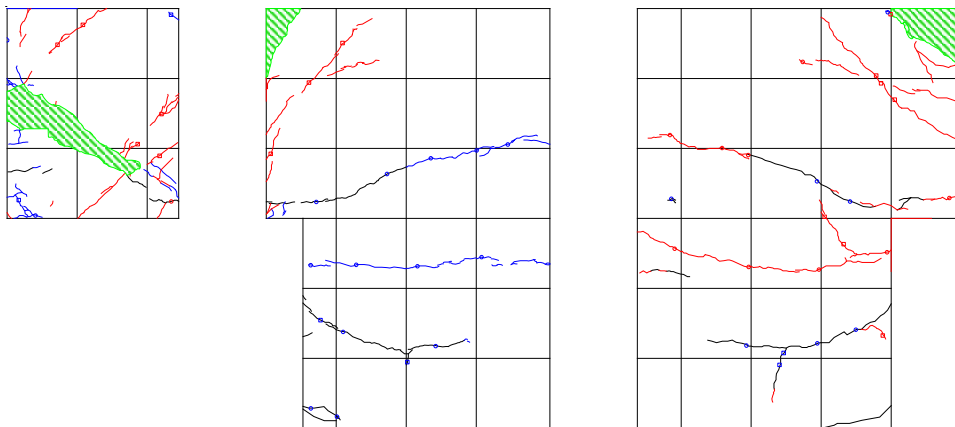


付図 1.3.5-22 ひび割れ図(R=-1/100②)

1/67①

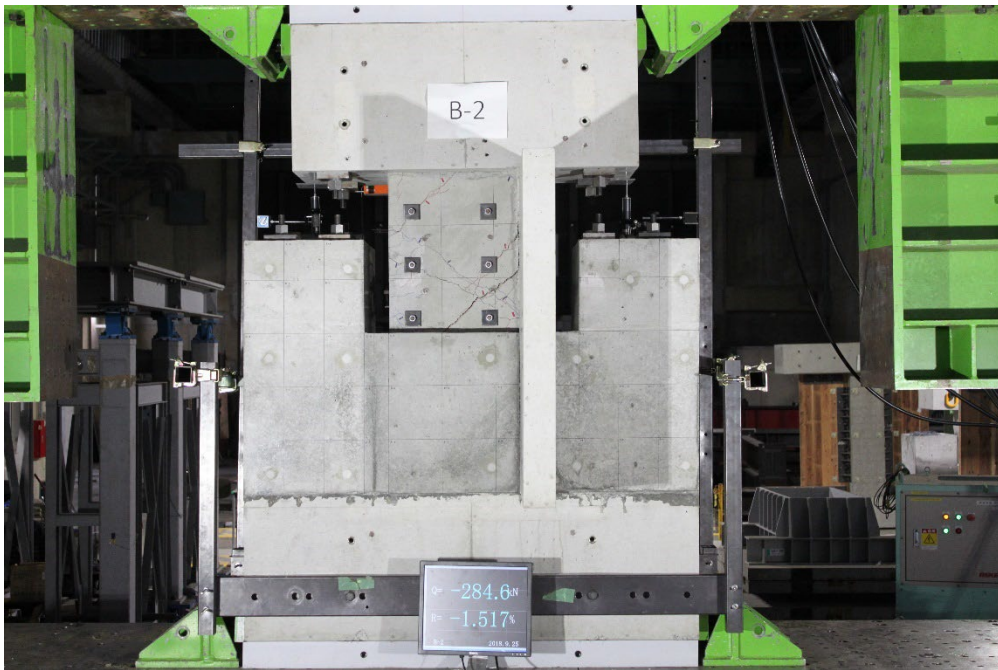


付写真 1.3.5-21 全景写真(R=+1/67①)

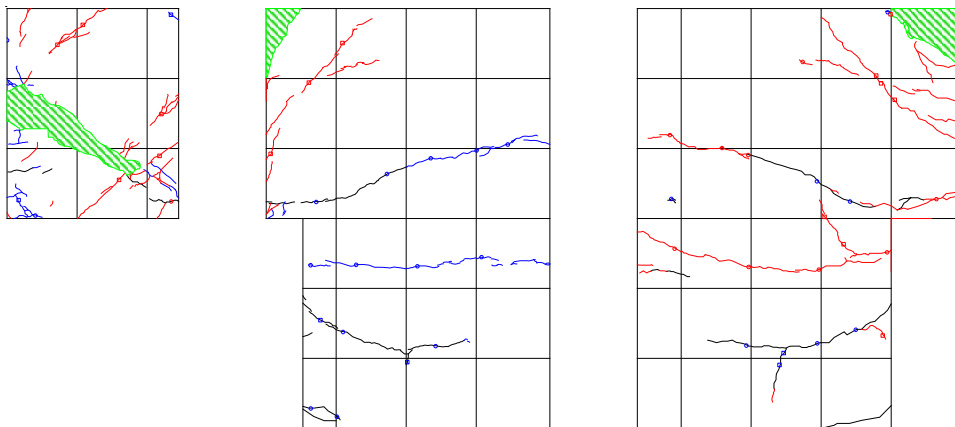


付図 1.3.5-23 ひび割れ図(R=+1/67①)

-1/67①

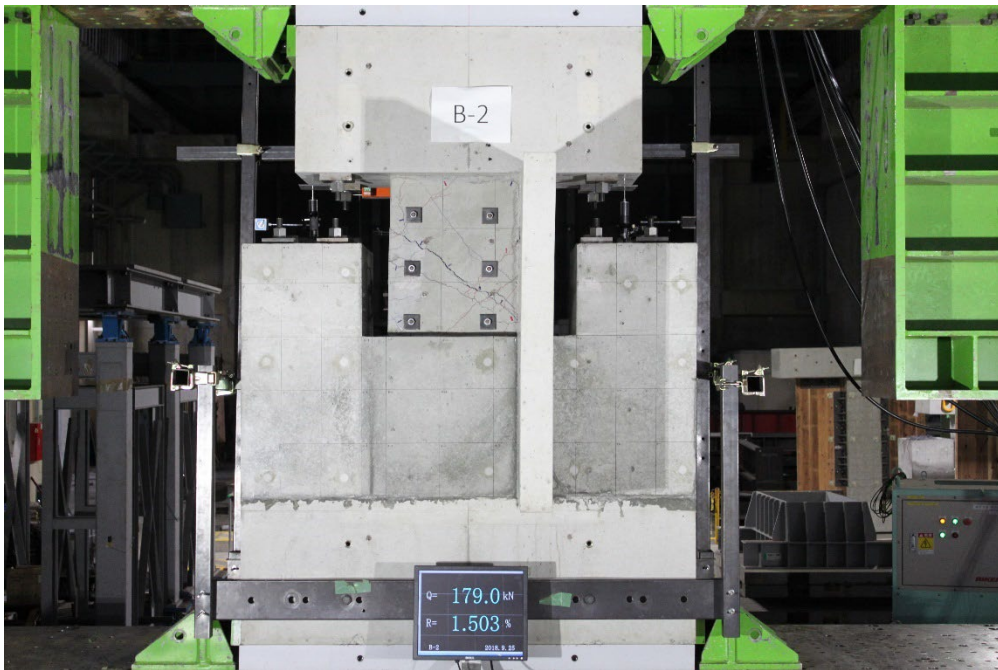


付写真 1.3.5-22 全景写真(R=-1/67①)

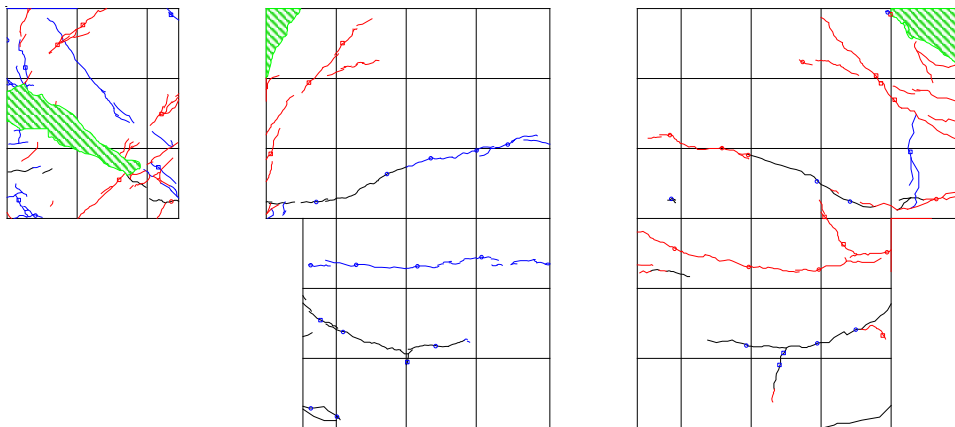


付図 1.3.5-24 ひび割れ図(R=-1/67①)

1/67②

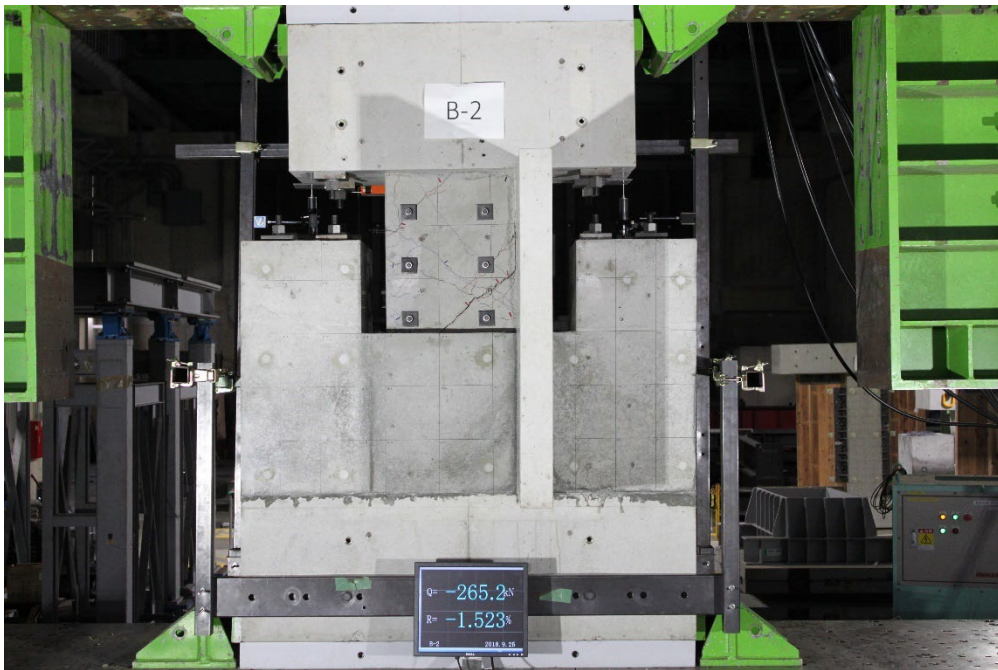


付写真 1.3.5-23 全景写真(R=+1/67②)

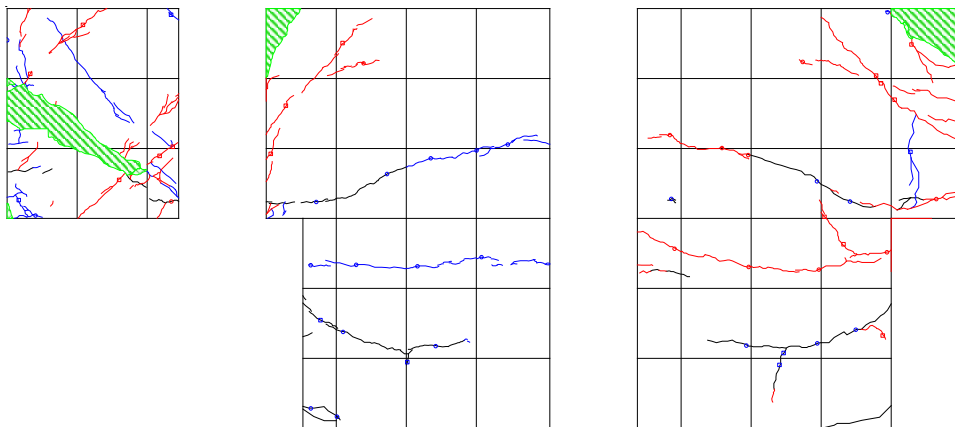


付図 1.3.5-5 ひび割れ図(R=+1/67②)

-1/67②

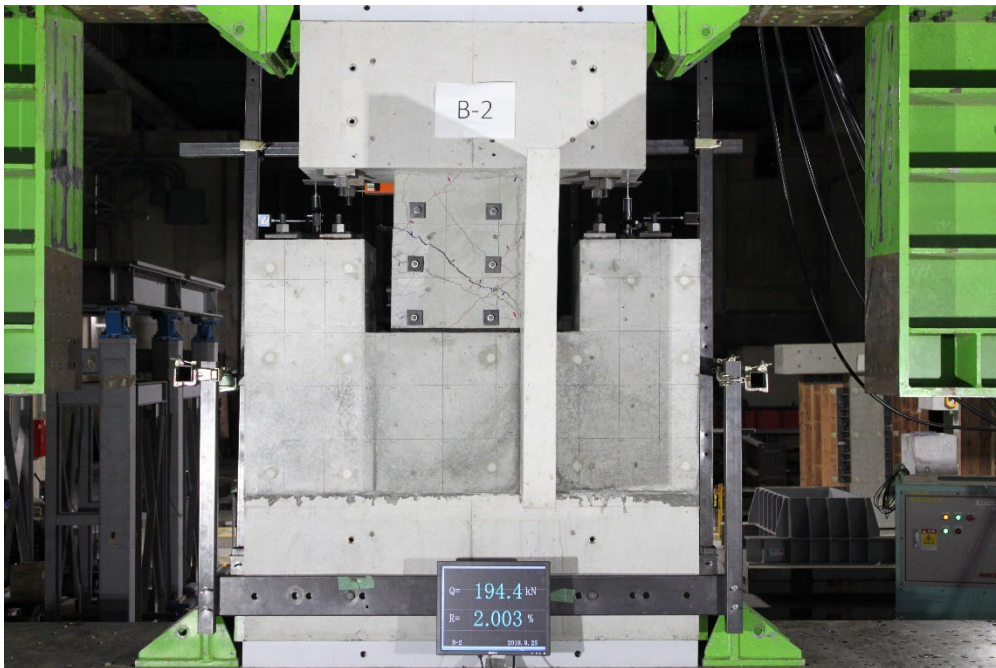


付写真 1.3.5-24 全景写真(R=-1/67②)

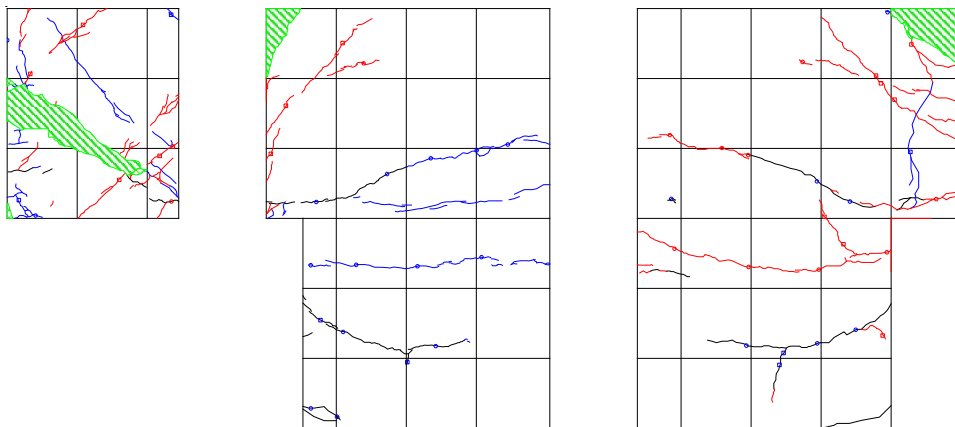


付図 1.3.5-26 ひび割れ図(R=-1/67②)

1/50①

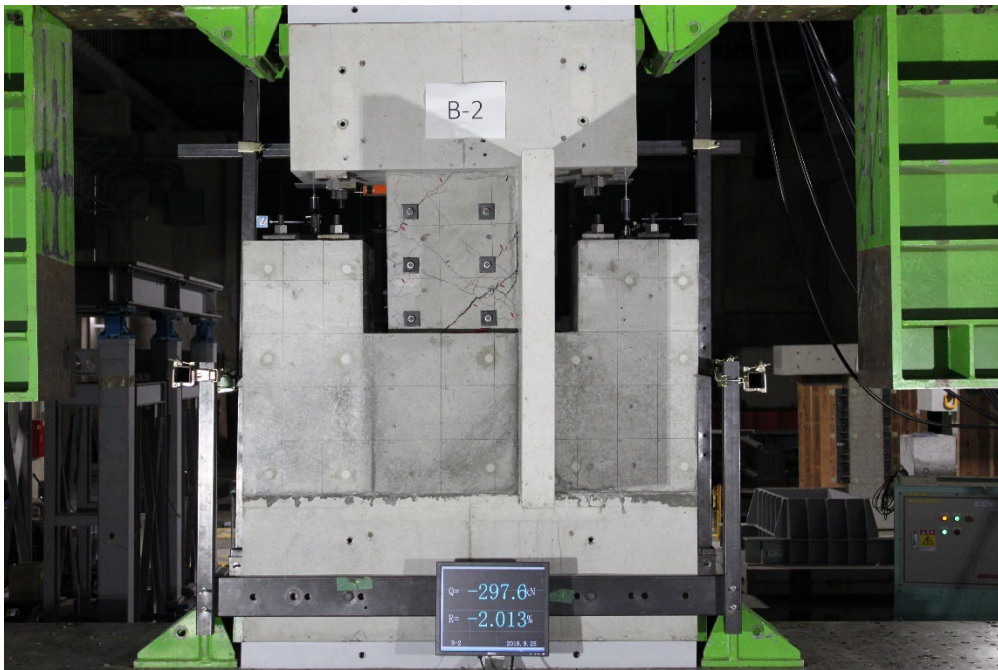


付写真 1.3.5-25 全景写真(R=+1/50①)

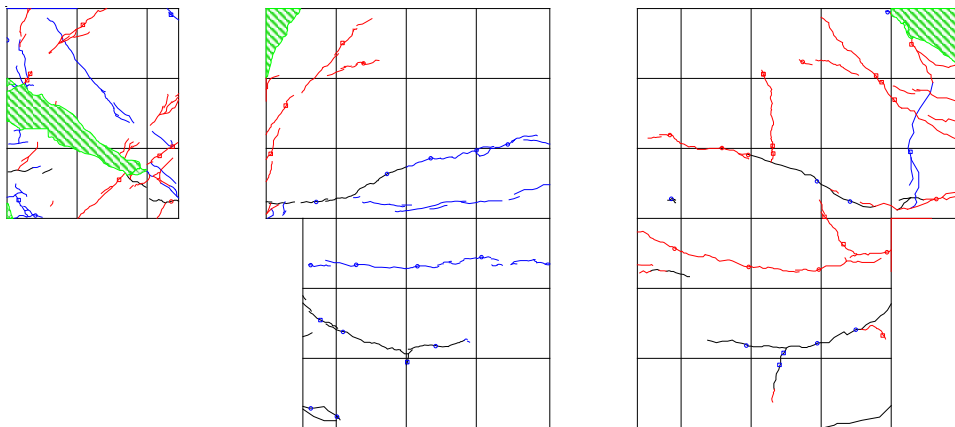


付図 1.3.5-27 ひび割れ図(写真) (R=+1/50①)

-1/50①

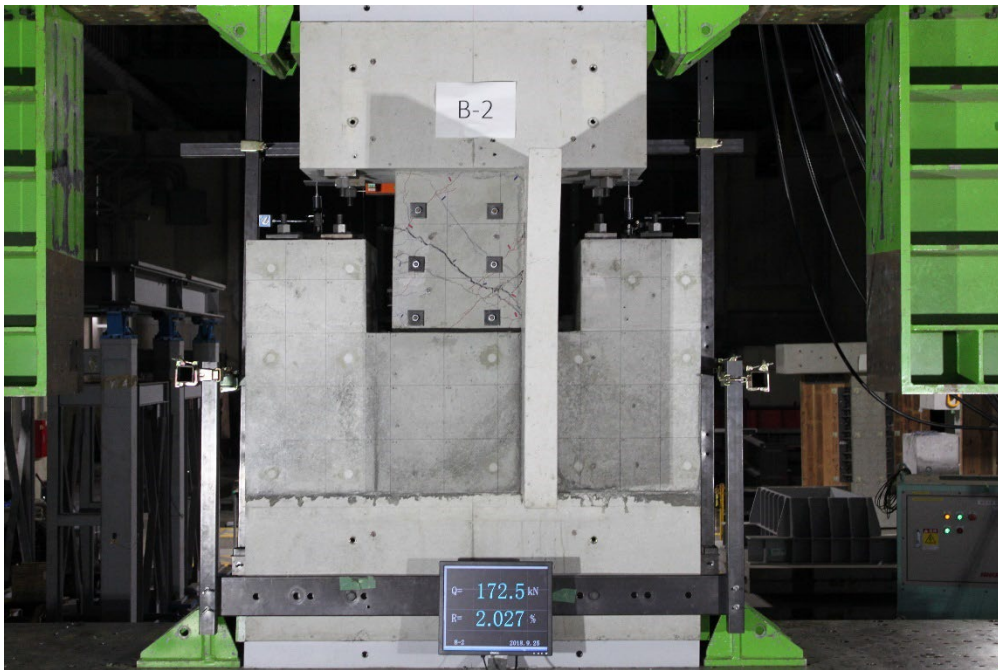


付写真 1.3.5-26 全景写真(R=-1/50①)

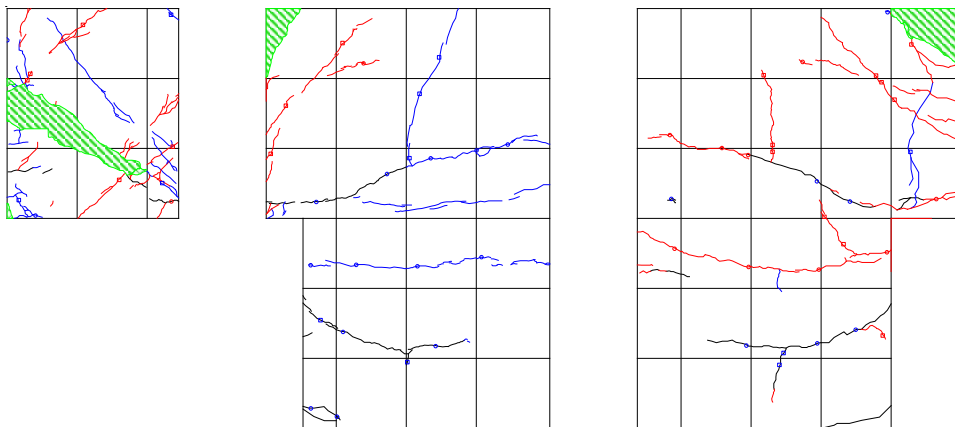


付図 1.3.5-28 ひび割れ図(R=-1/50①)

1/50②

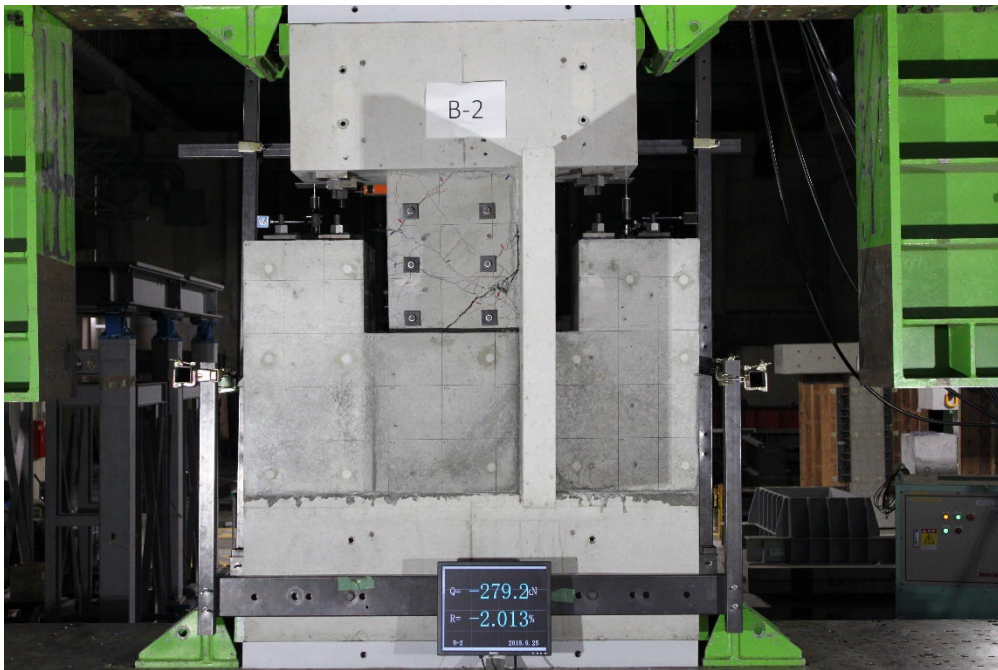


付写真 1.3.5-27 全景写真(R=+1/50②)

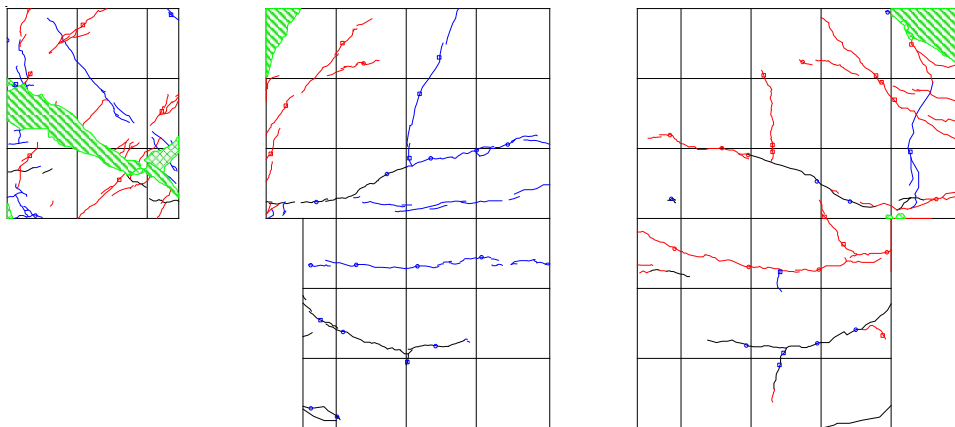


付図 1.3.5-29 ひび割れ図(R=+1/50②)

-1/50②

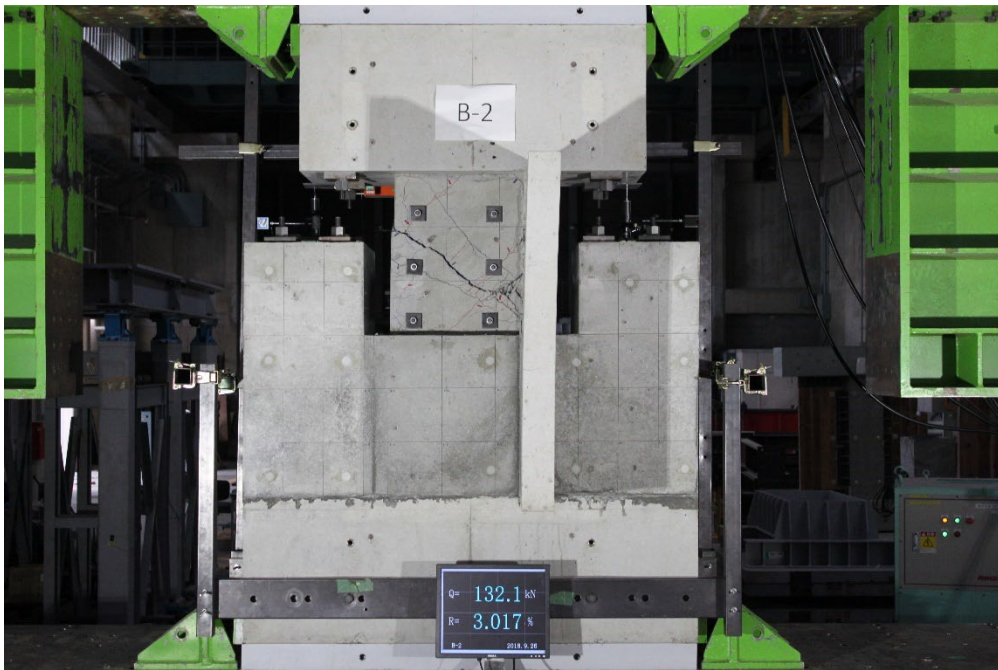


付写真 1.3.5-28 全景写真(R=-1/50②)

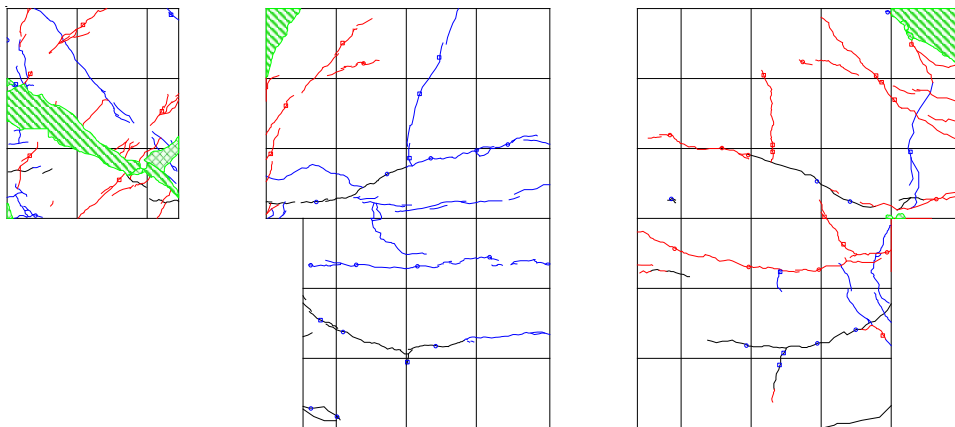


付図 1.3.5-30 ひび割れ図(R=-1/50②)

1/33①

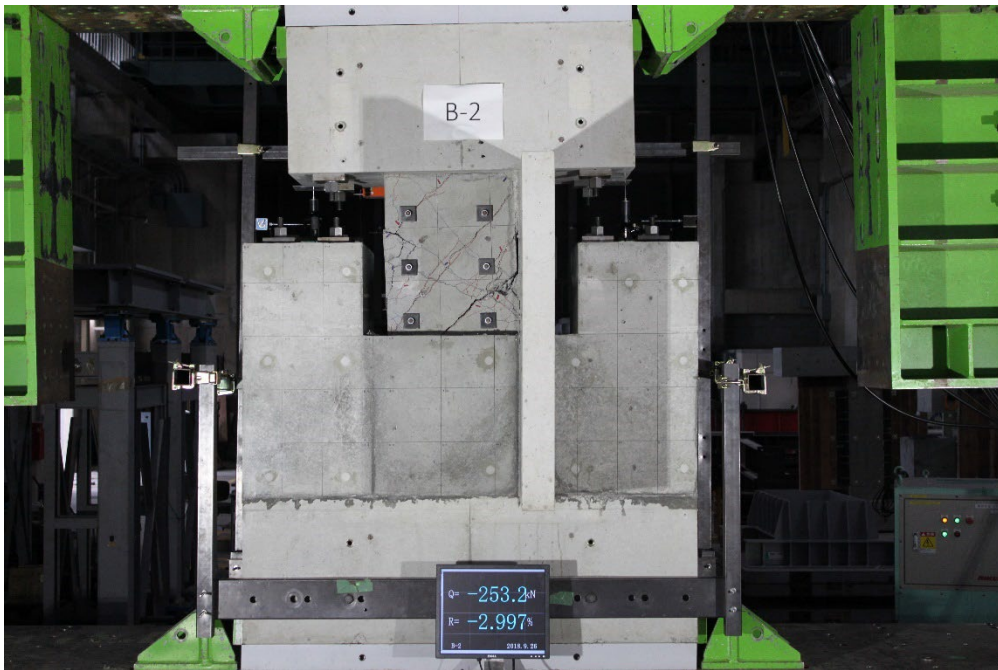


付写真 1.3.5-29 全景写真(R=+1/33①)

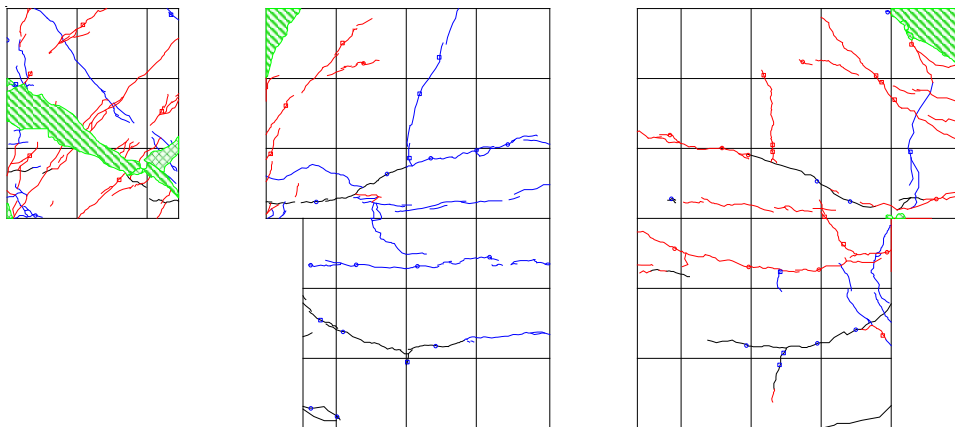


付図 1.3.5-31 ひび割れ図(R=+1/33①)

-1/33①

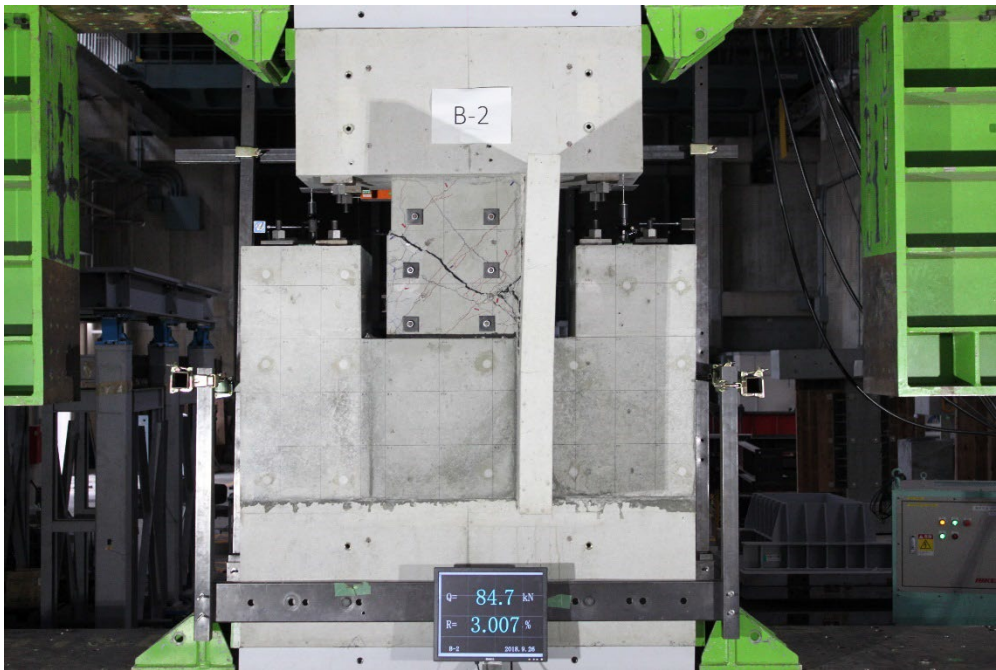


付写真 1.3.5-30 全景写真(R=-1/33①)

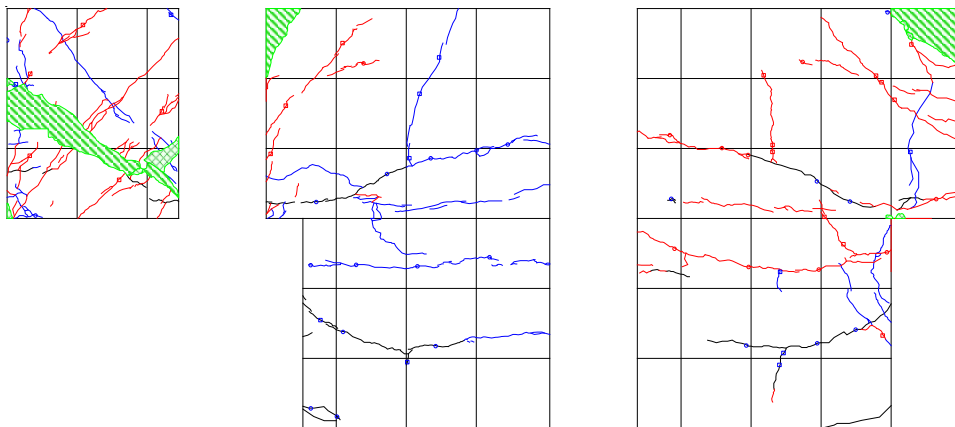


付図 1.3.5-32 ひび割れ図(R=-1/33①)

1/33②

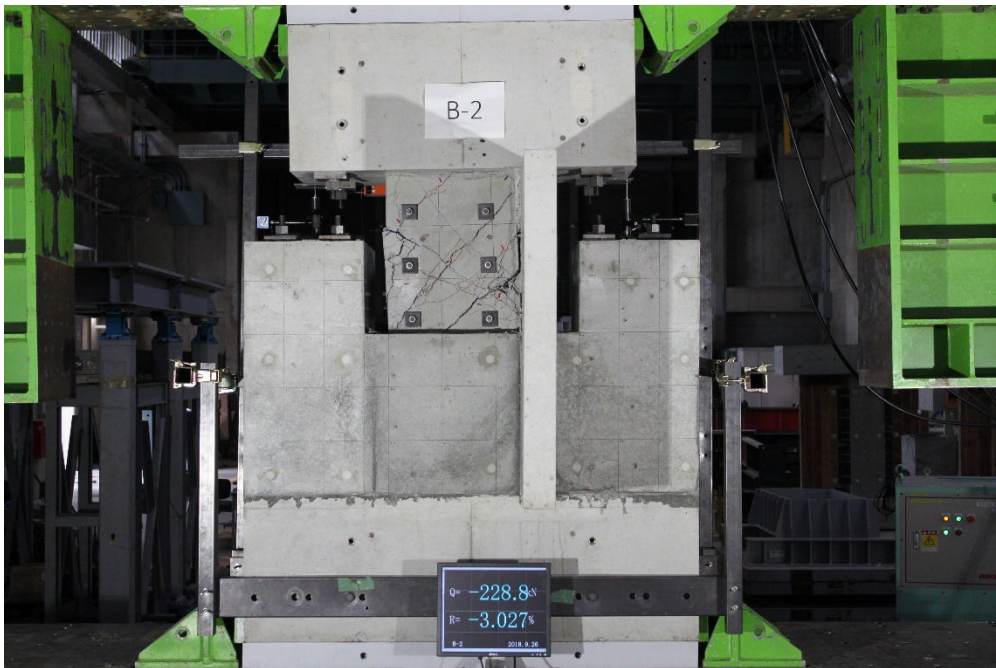


付写真 1.3.5-31 全景写真(R=+1/33②)

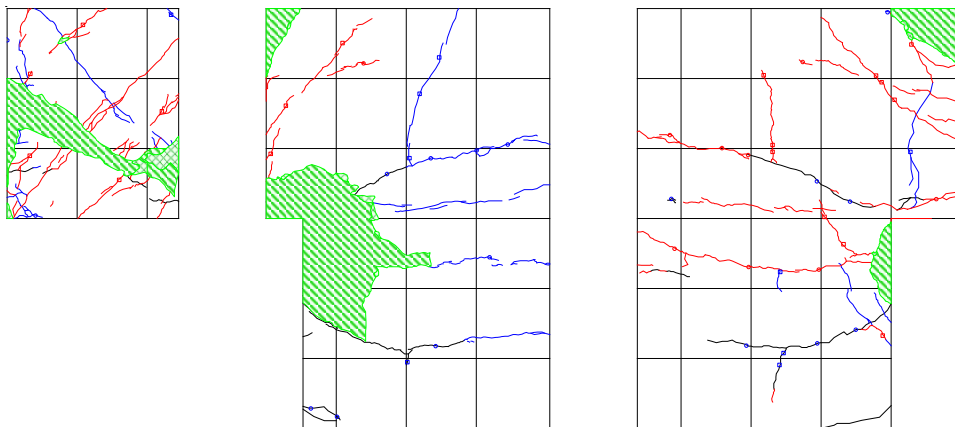


付図 1.3.5-33 ひび割れ図(R=+1/33②)

-1/33②



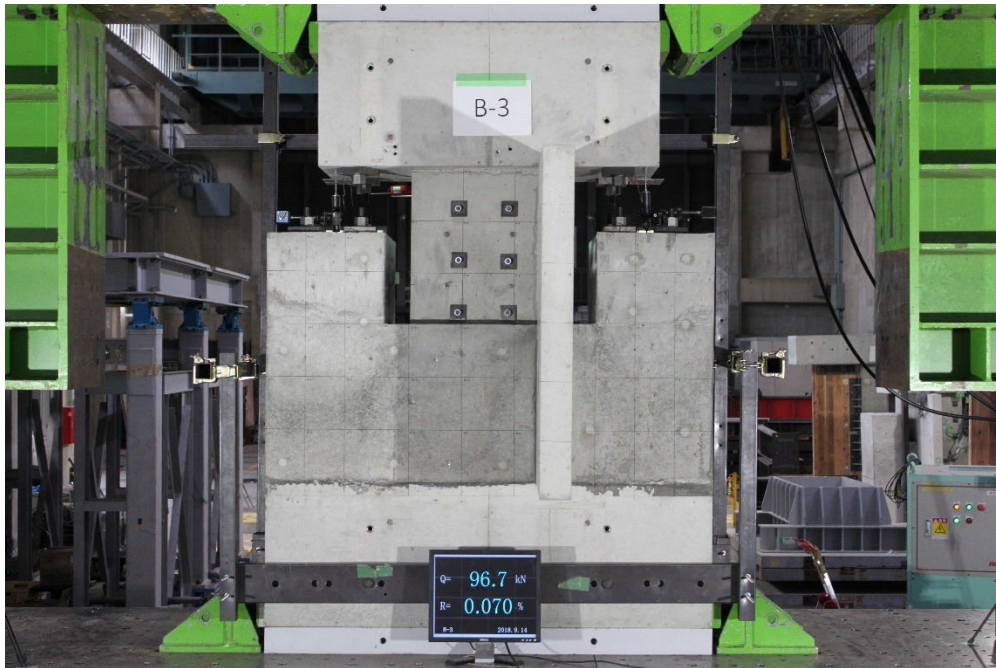
付写真 1.3.5-32 全景写真(R=-1/33②)



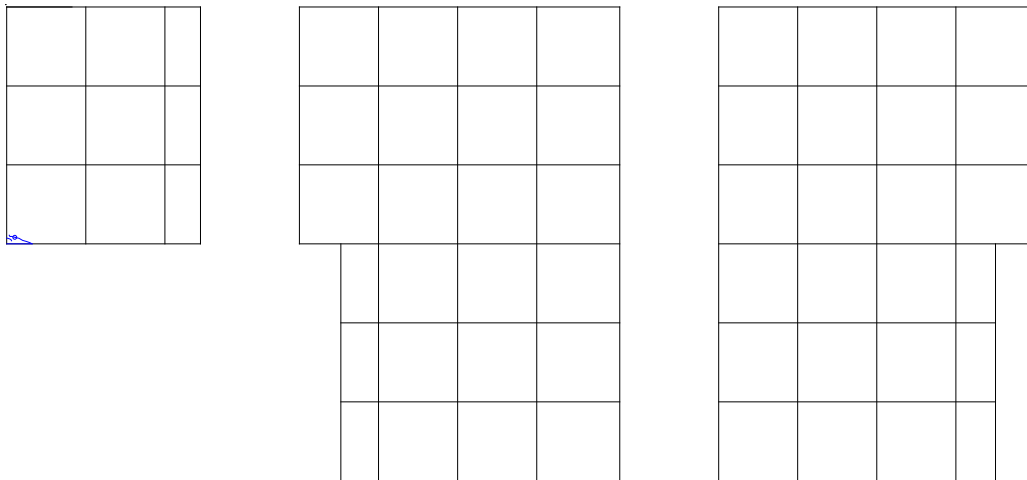
付図 1.3.5-34 ひび割れ図(R=-1/33②)

(2) B-3'全景写真・ひび割れ図

1/1600

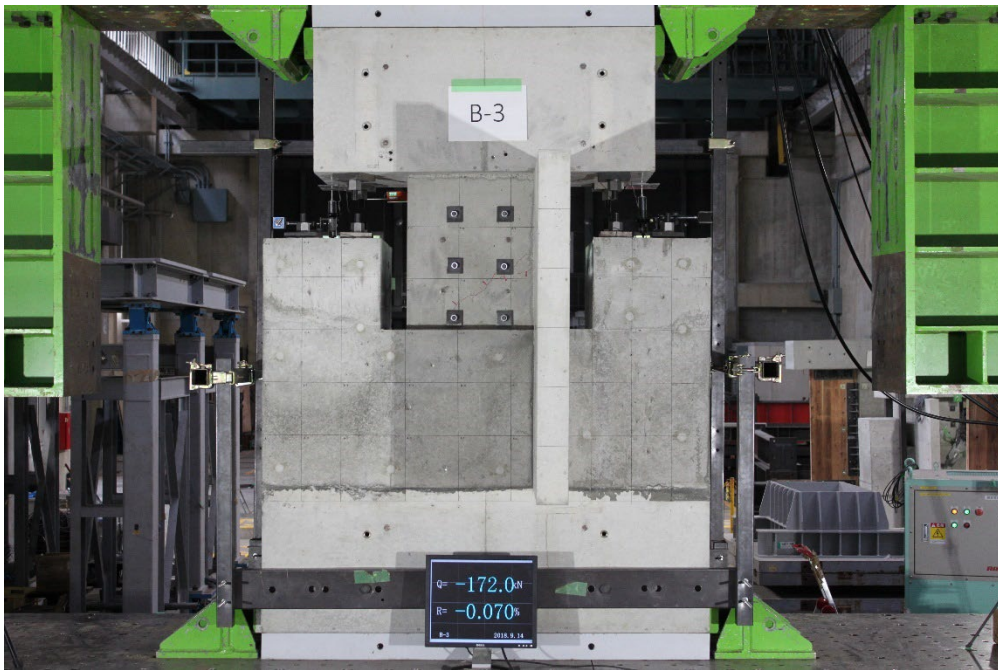


付写真 1.3.5-33 全景写真(R=+1/1600)

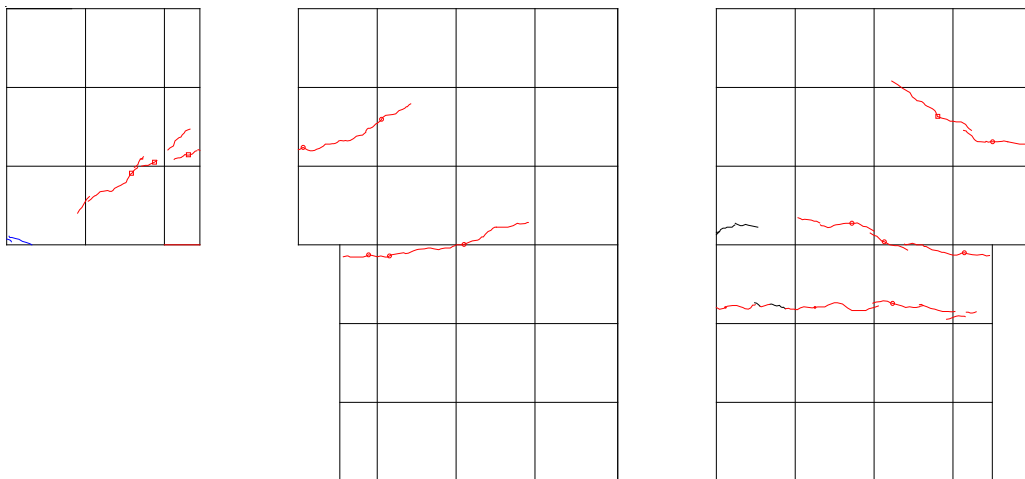


付図 1.3.5-35 ひび割れ図(R=+1/1600)

-1/1600

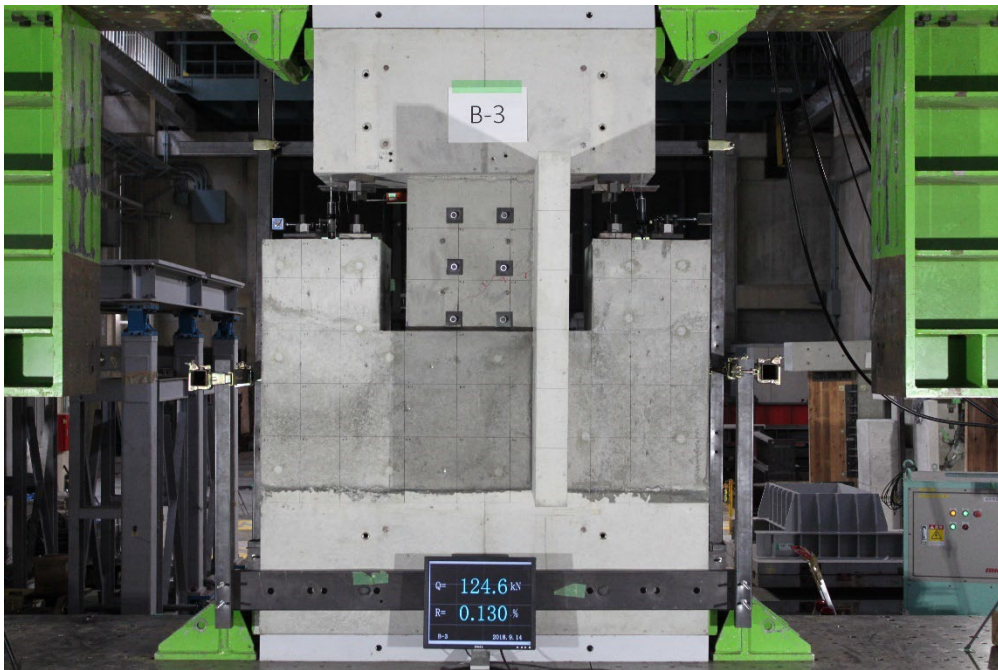


付写真 1.3.5-34 全景写真(R=-1/1600)

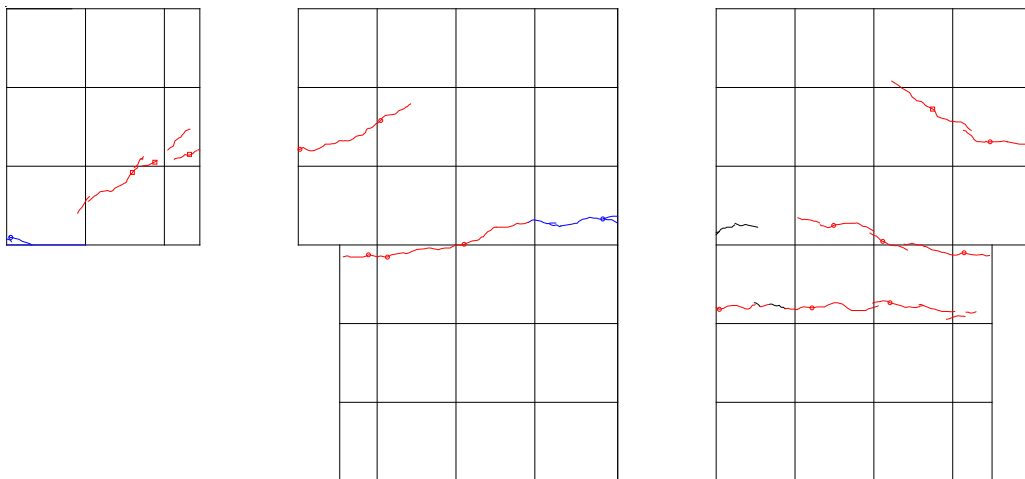


付図 1.3.5-6 ひび割れ図(R=-1/1600)

1/800

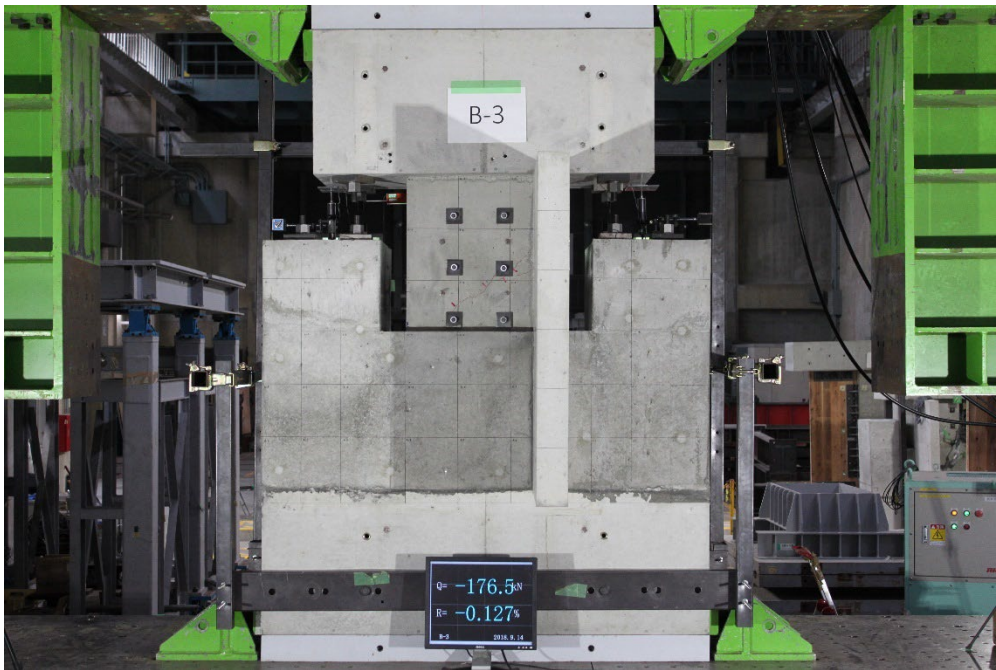


付写真 1.3.5-35 全景写真(R=+1/800)

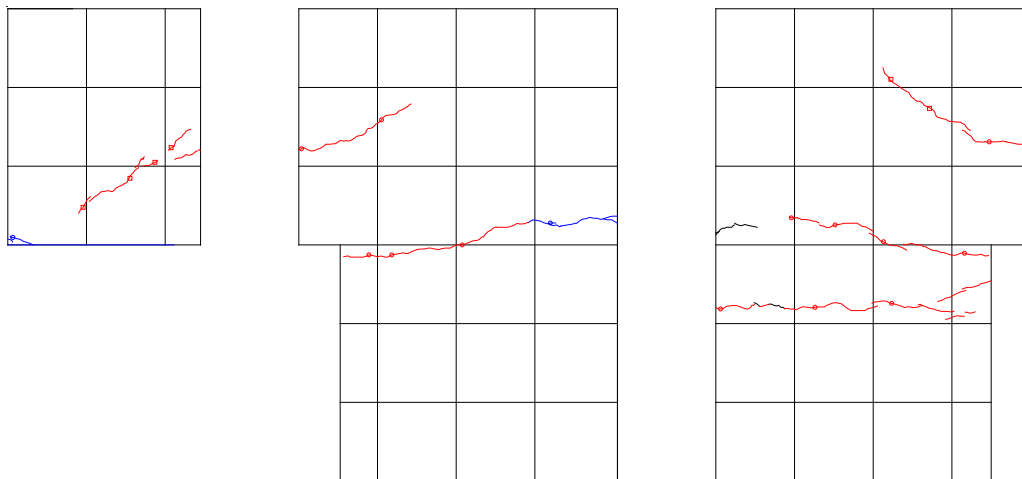


付図 1.3.5-37 ひび割れ図(R=+1/800)

-1/800

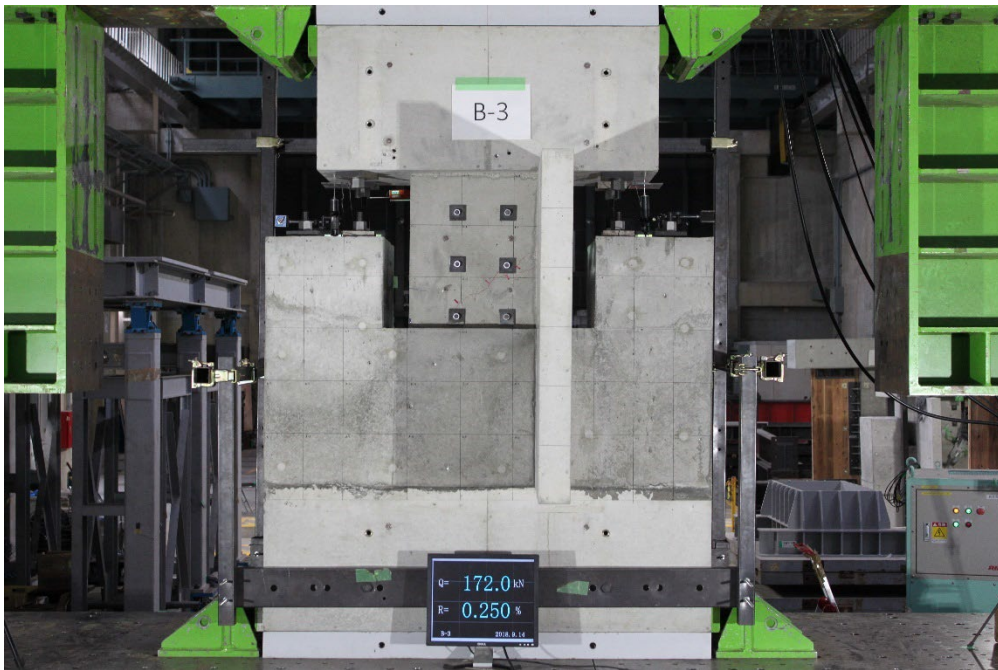


付写真 1.3.5-36 全景写真(R=-1/800)

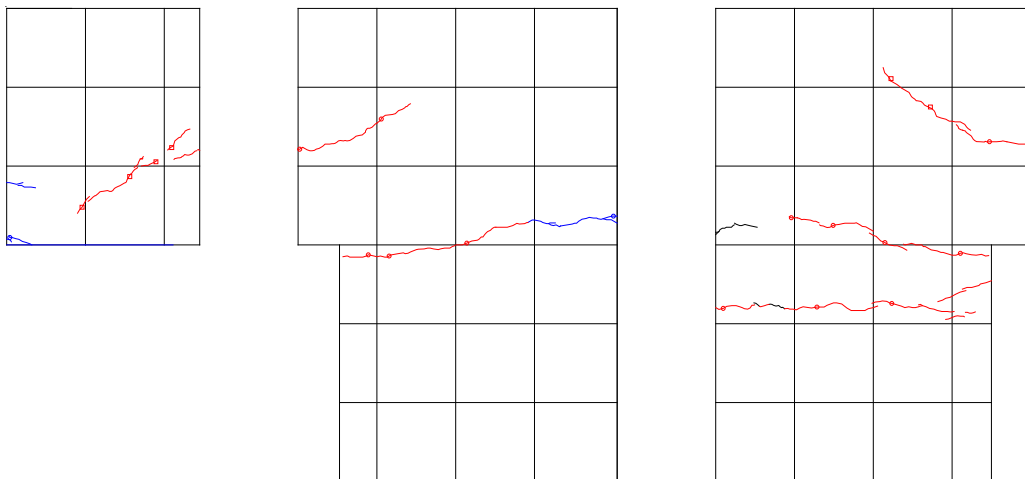


付図 1.3.5-38 ひび割れ図(R=-1/800)

1/400①

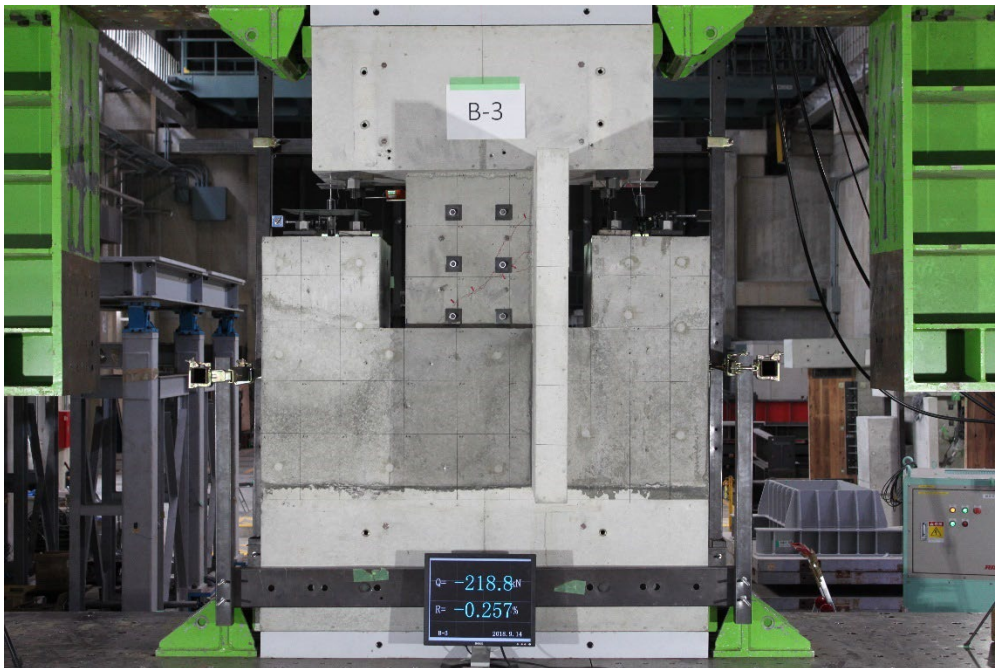


付写真 1.3.5-37 全景写真(R=+1/400①)

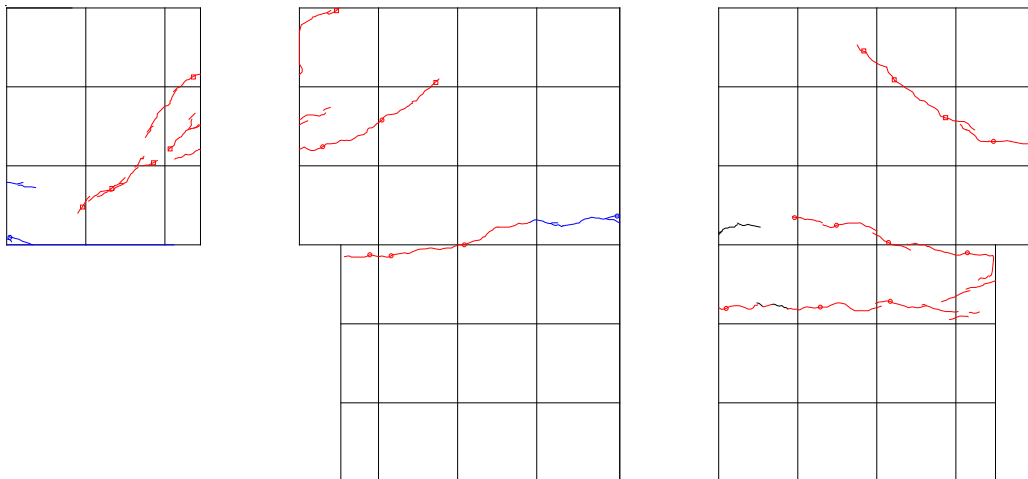


付図 1.3.5-39 ひび割れ図(R=+1/400①)

-1/400①

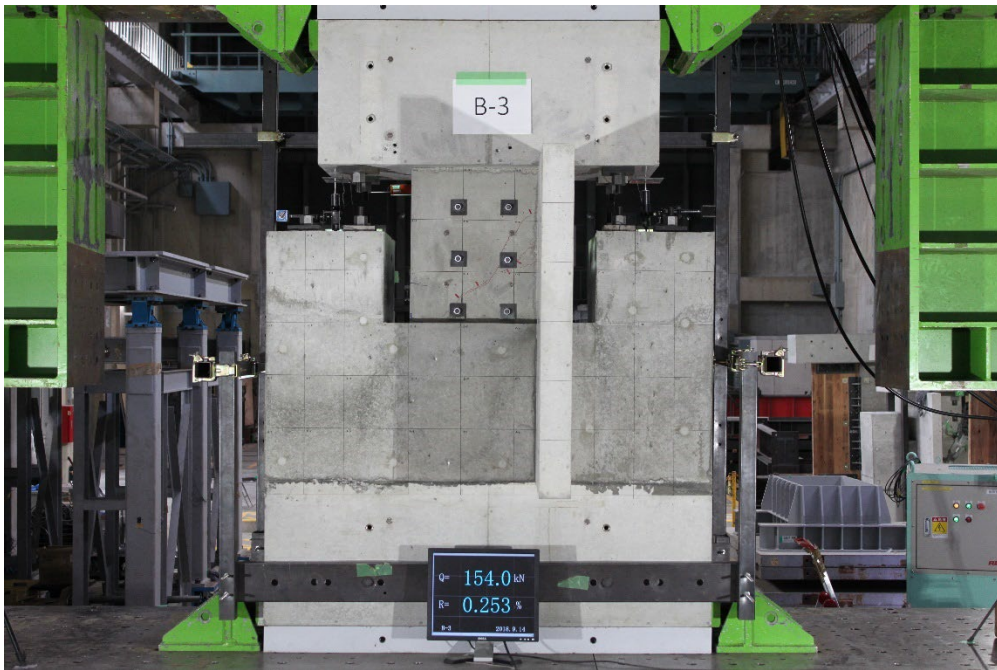


付写真 1.3.5-38 全景写真(R=-1/400①)

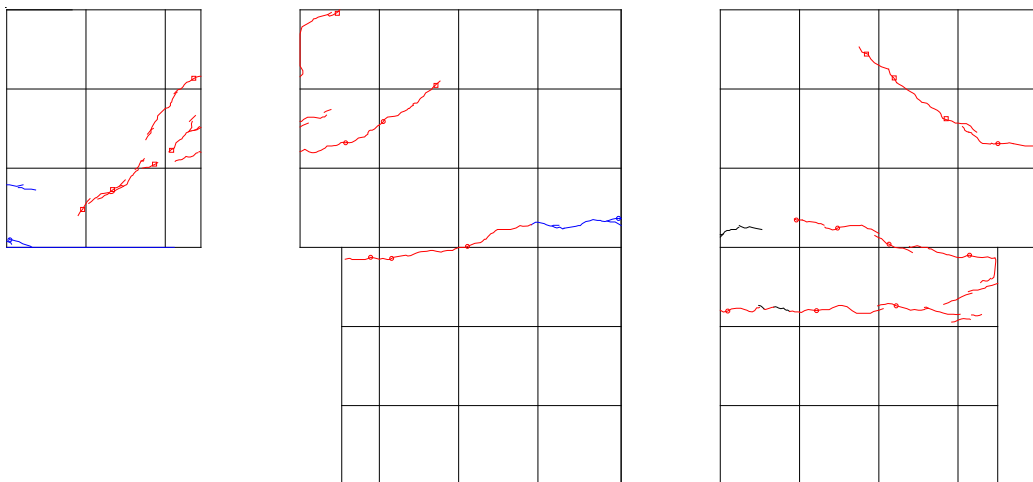


付図 1.3.5-40 ひび割れ図(R=-1/400①)

1/400②

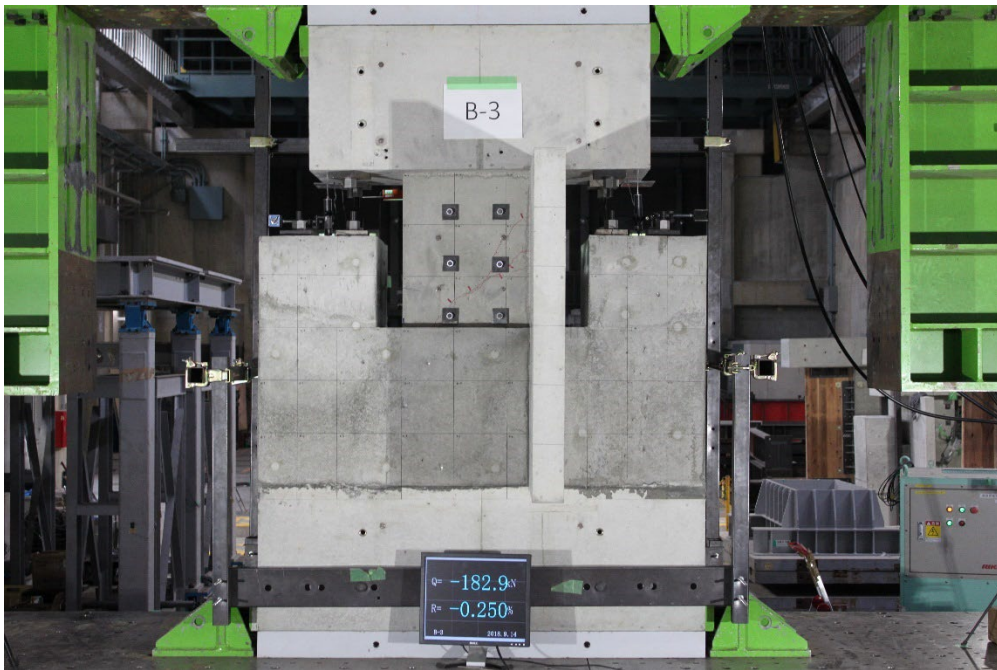


付写真 1.3.5-39 全景写真(R=+1/400②)

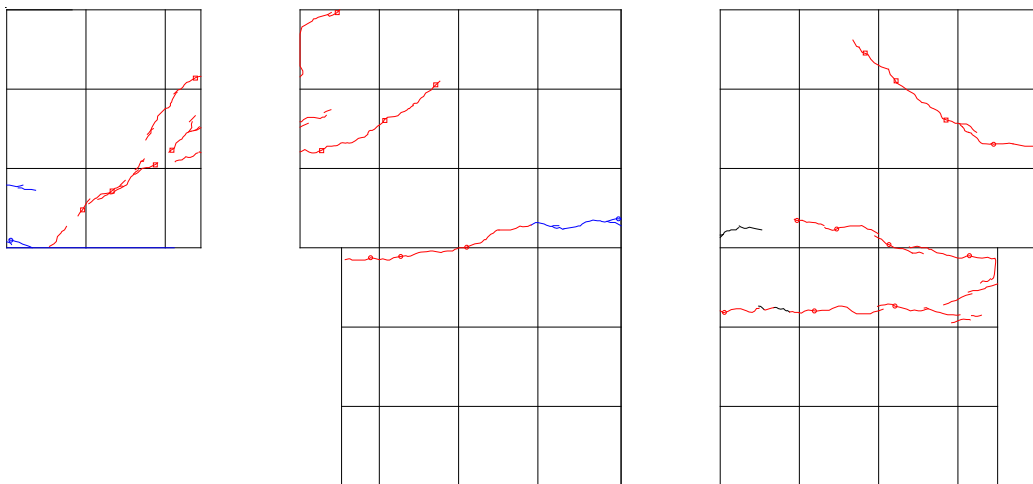


付図 1.3.5-41 ひび割れ図(R=+1/400②)

-1/400②

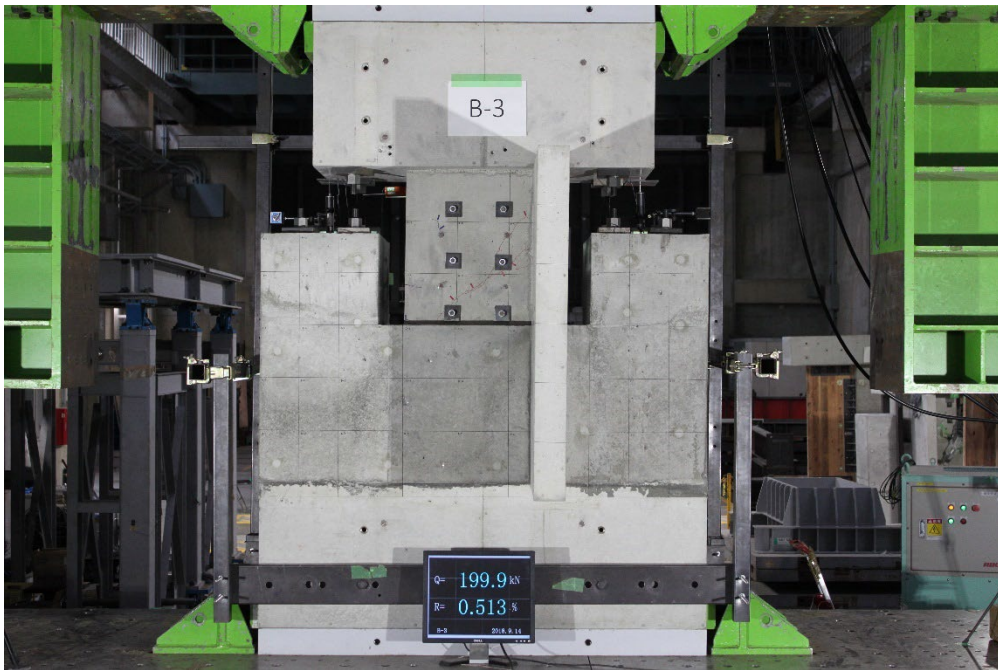


付写真 1.3.5-40 全景写真(R=-1/400②)

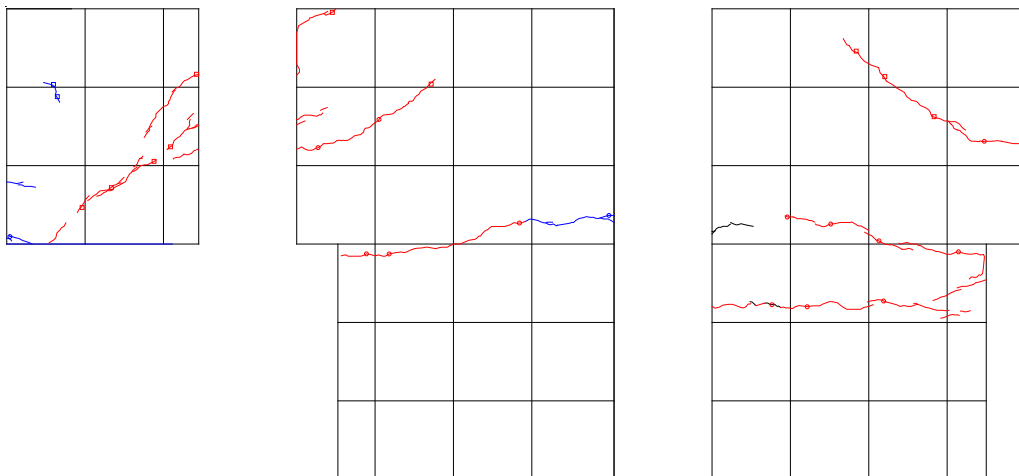


付図 1.3.5-42 ひび割れ図(R=-1/400②)

1/200①

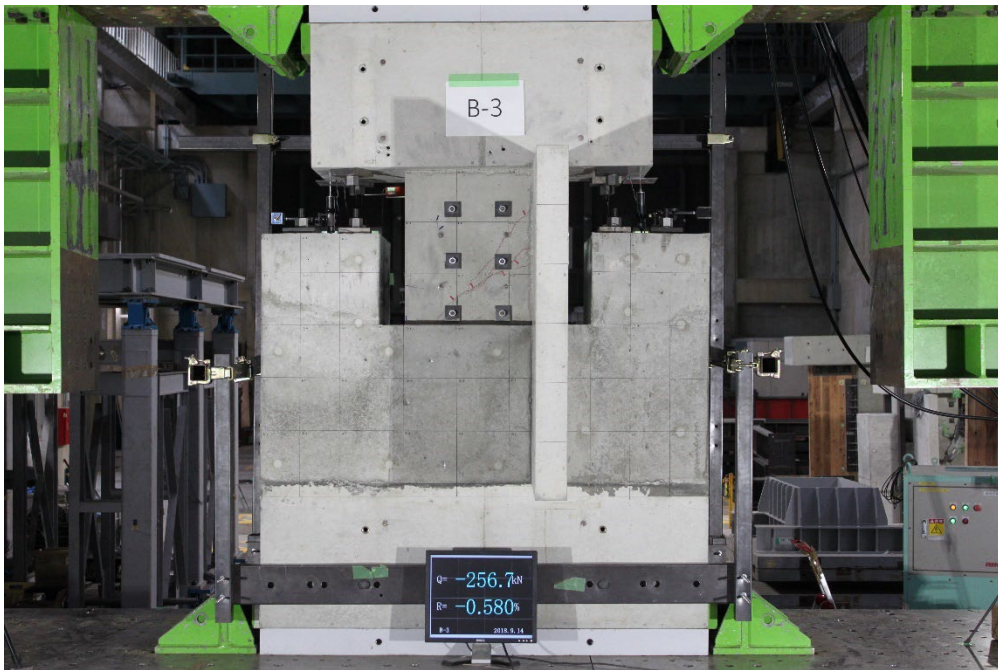


付写真 1.3.5-41 全景写真(R=+1/200①)

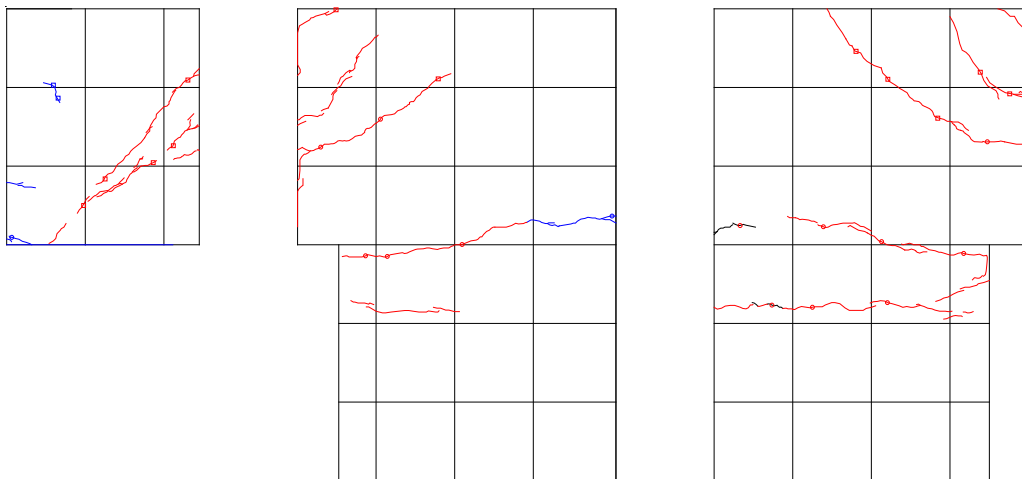


付図 1.3.5-43 ひび割れ図(R=+1/200①)

-1/200①

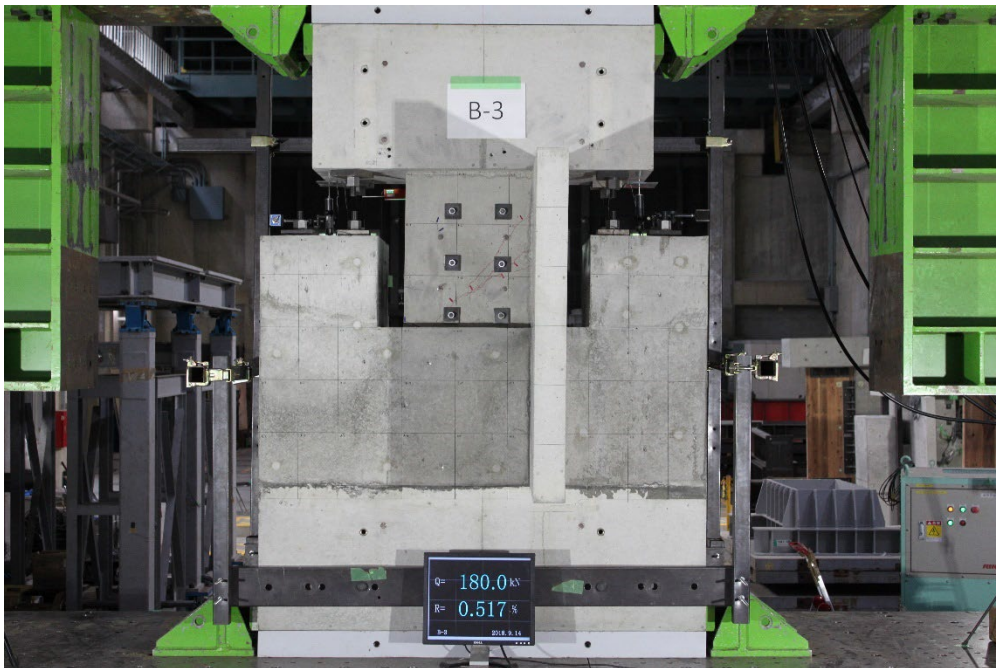


付写真 1.3.5-42 全景写真(R=-1/200①)

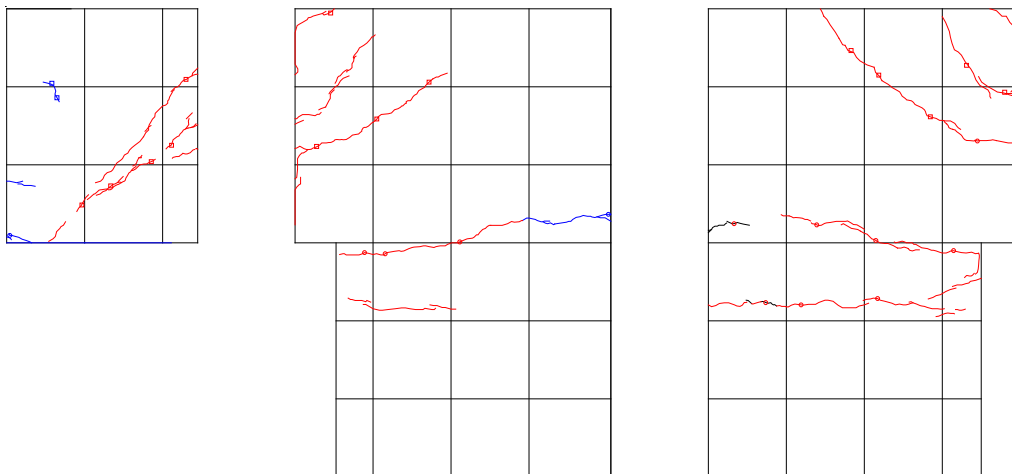


付図 1.3.5-44 ひび割れ図(R=-1/200①)

1/200②

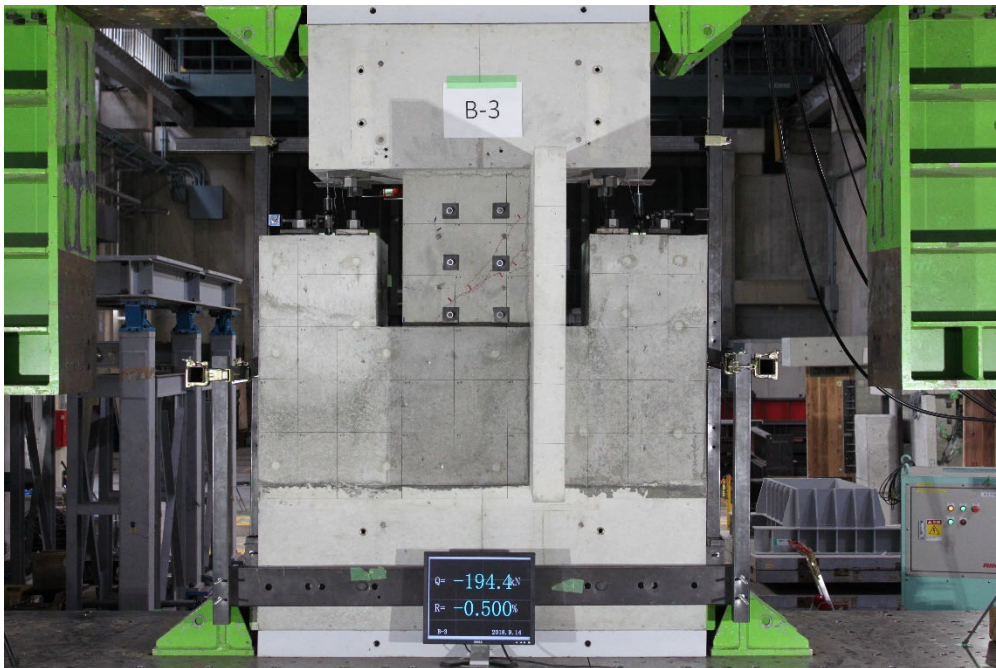


付写真 1.3.5-43 全景写真(R=+1/200②)

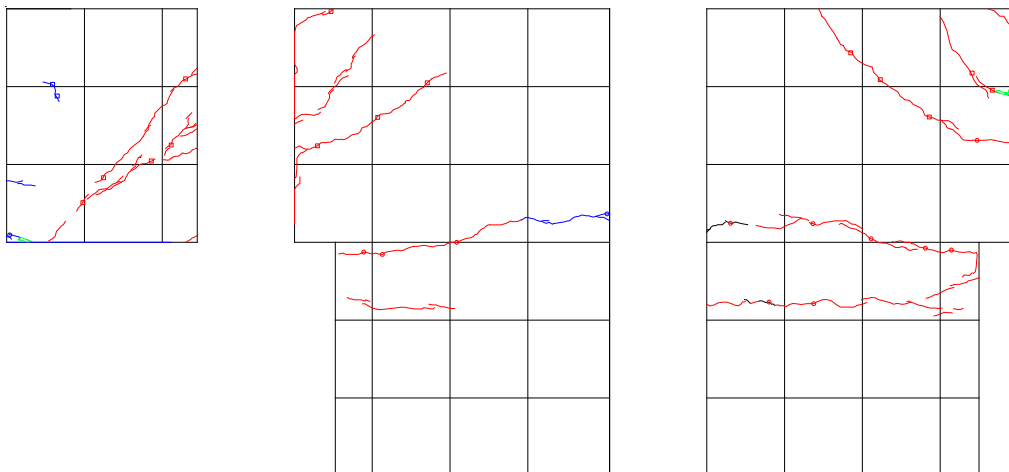


付図 1.3.5-5 ひび割れ図(R=+1/200②)

-1/200②

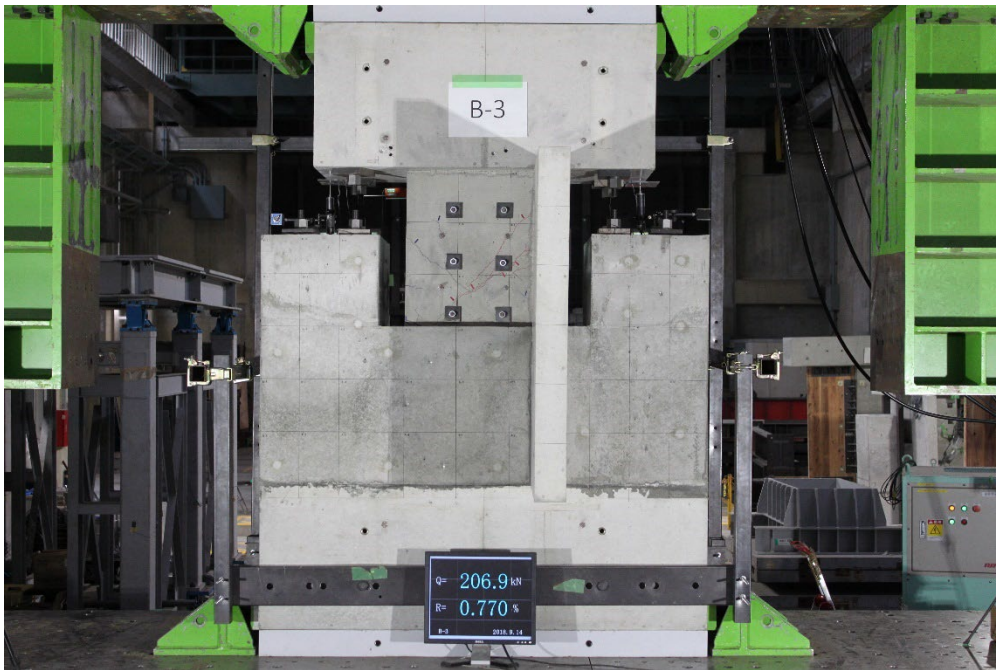


付写真 1.3.5-44 全景写真(R=-1/200②)

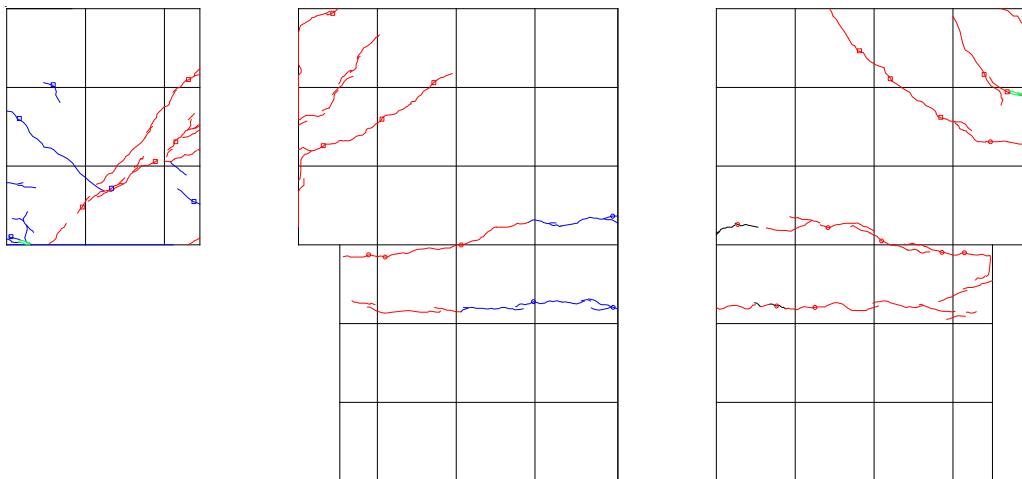


付図 1.3.5-6 ひび割れ図(R=-1/200②)

1/133①

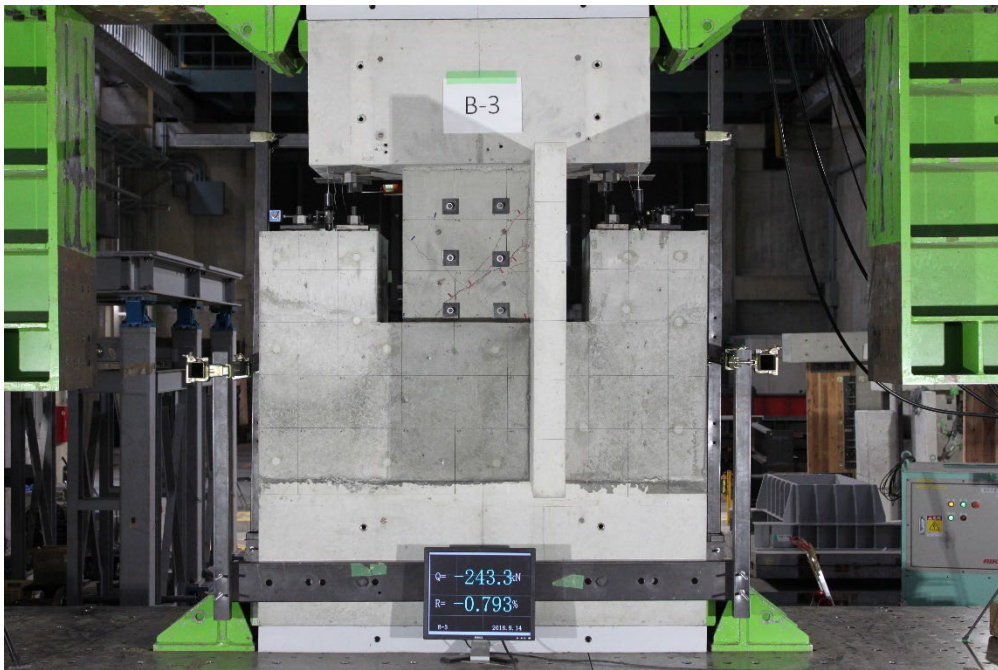


付写真 1.3.5-45 全景写真(R=+1/133①)

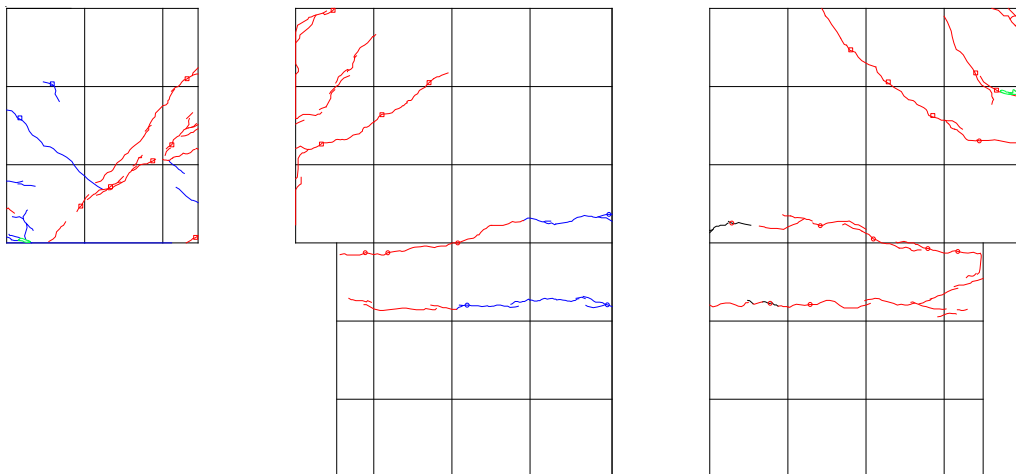


付図 1.3.5-47 ひび割れ図(R=+1/133①)

-1/133①

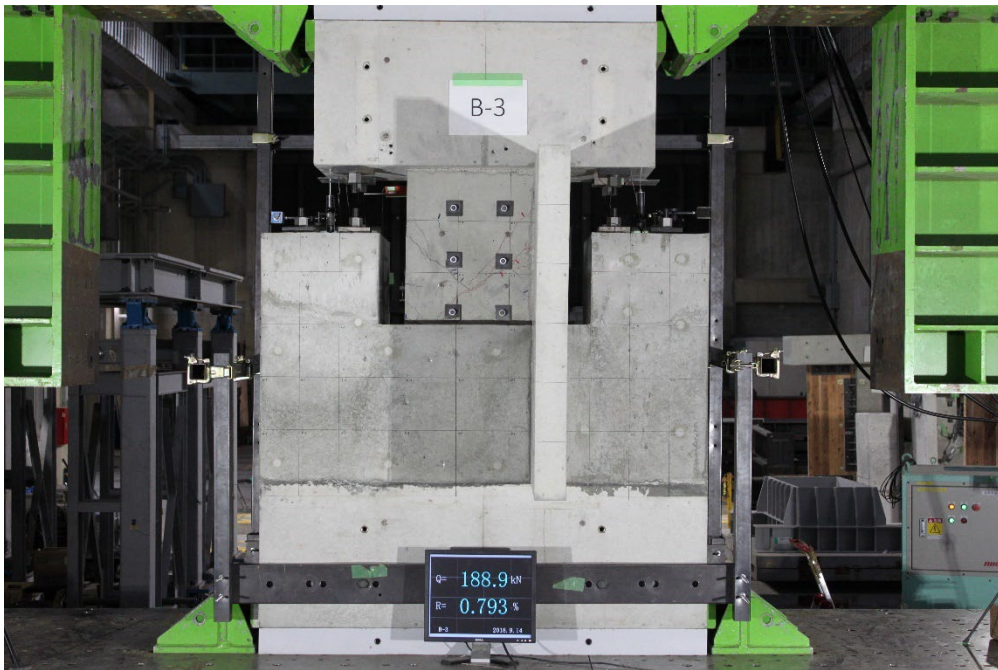


付写真 1.3.5-46 全景写真(R=-1/133①)

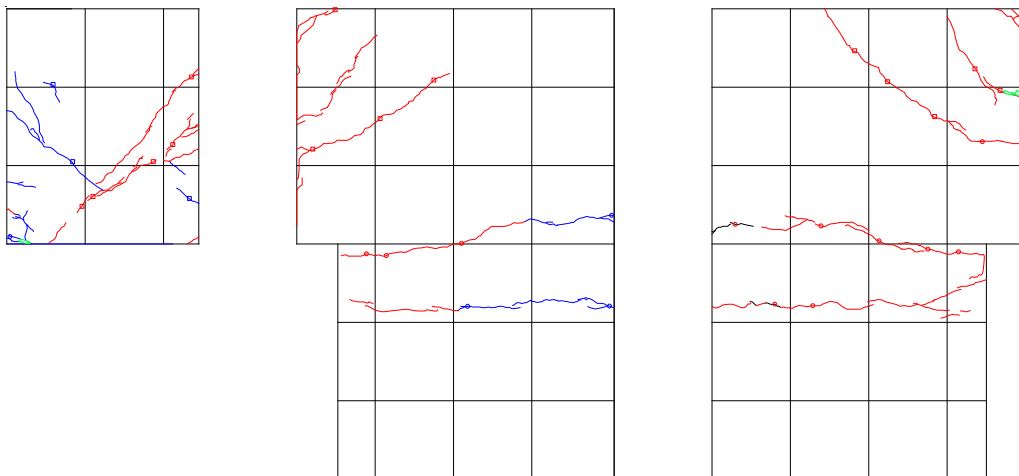


付図 1.3.5-48 ひび割れ図(R=-1/133①)

1/133②

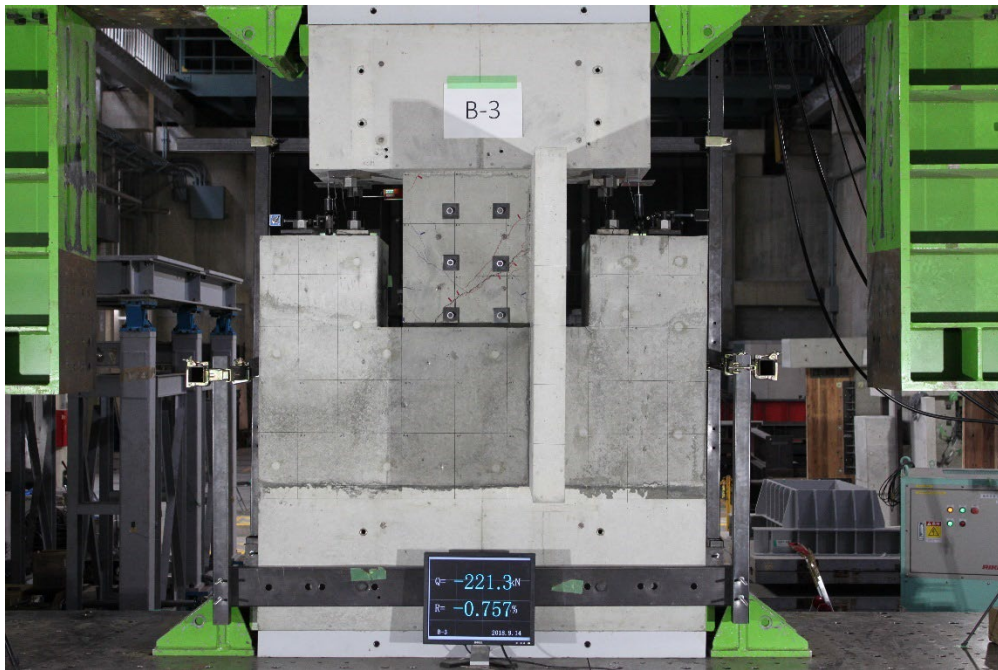


付写真 1.3.5-47 全景写真(R=+1/133②)

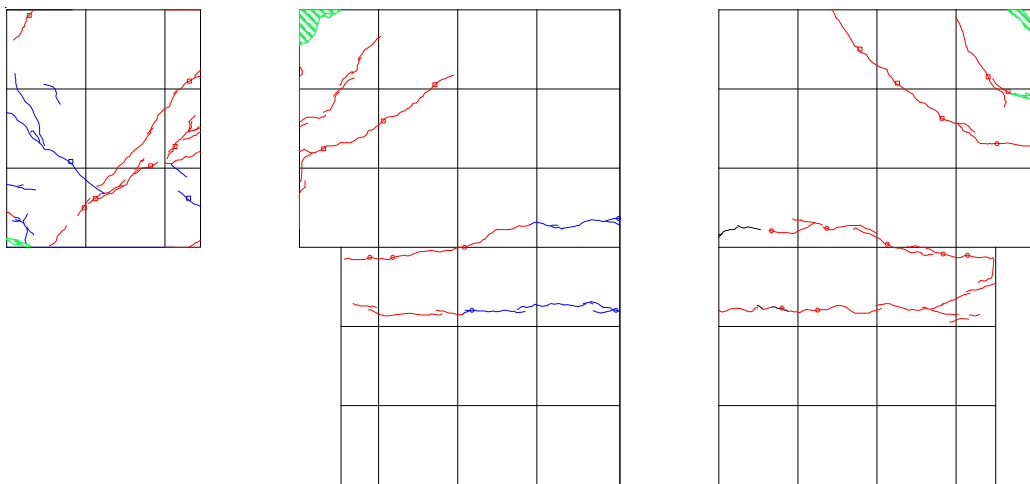


付図 1.3.5-49 ひび割れ図(R=+1/133②)

-1/133②

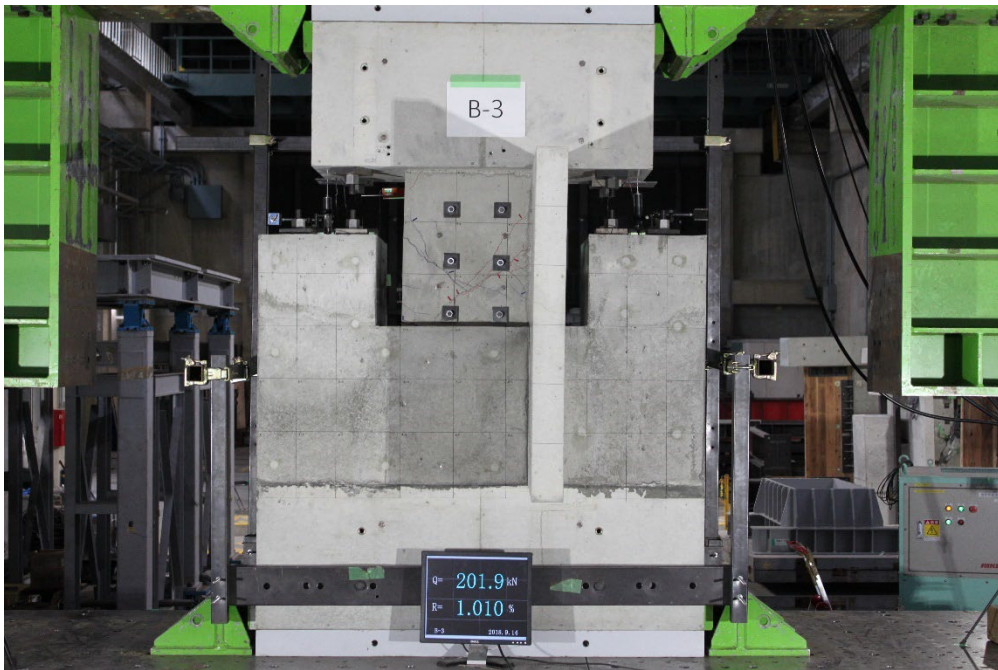


付写真 1.3.5-48 全景写真(R=-1/133②)

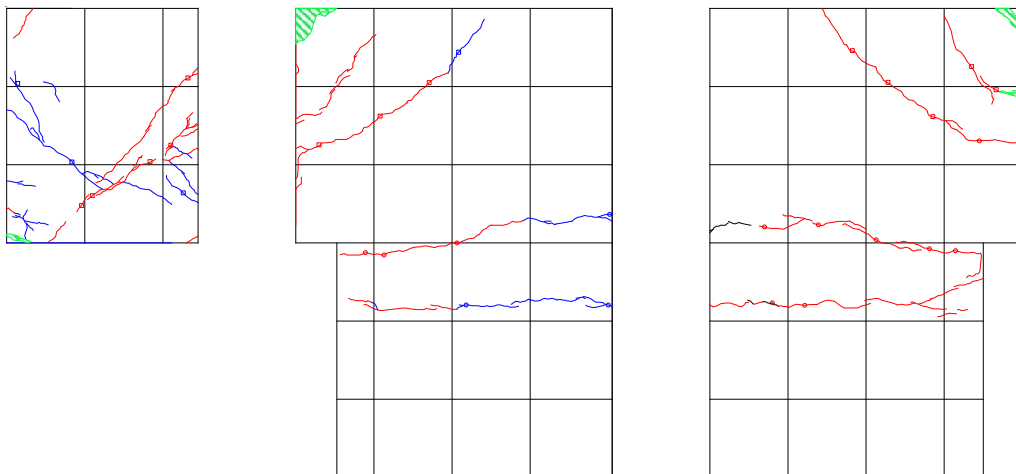


付図 1.3.5-50 ひび割れ図(R=-1/133②)

1/100①

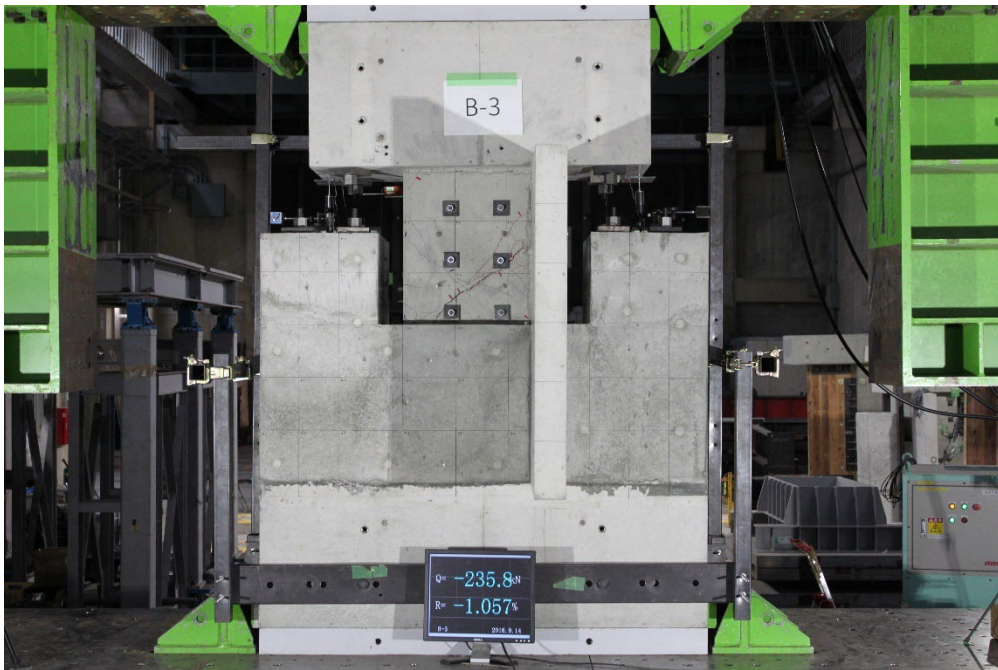


付写真 1.3.5-49 全景写真(R=+1/100①)

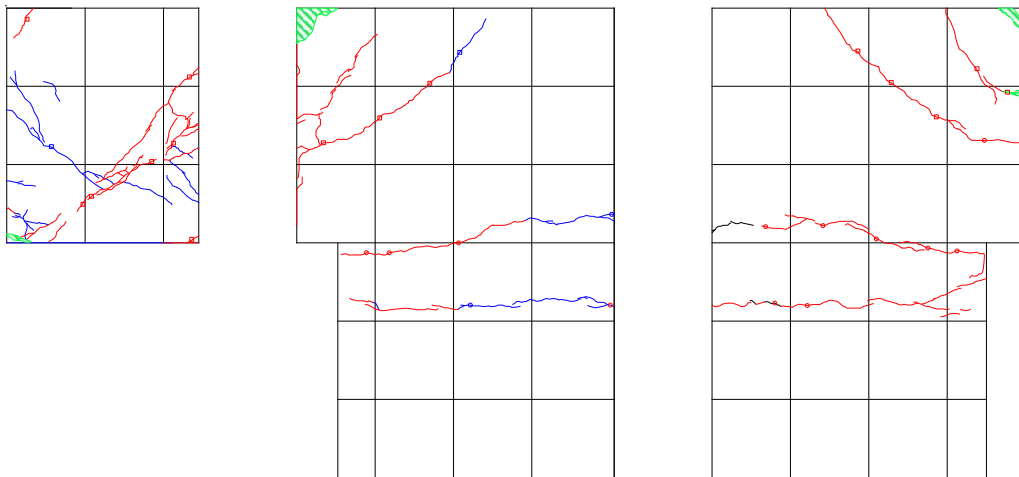


付図 1.3.5-51 ひび割れ図(R=+1/100①)

-1/100①

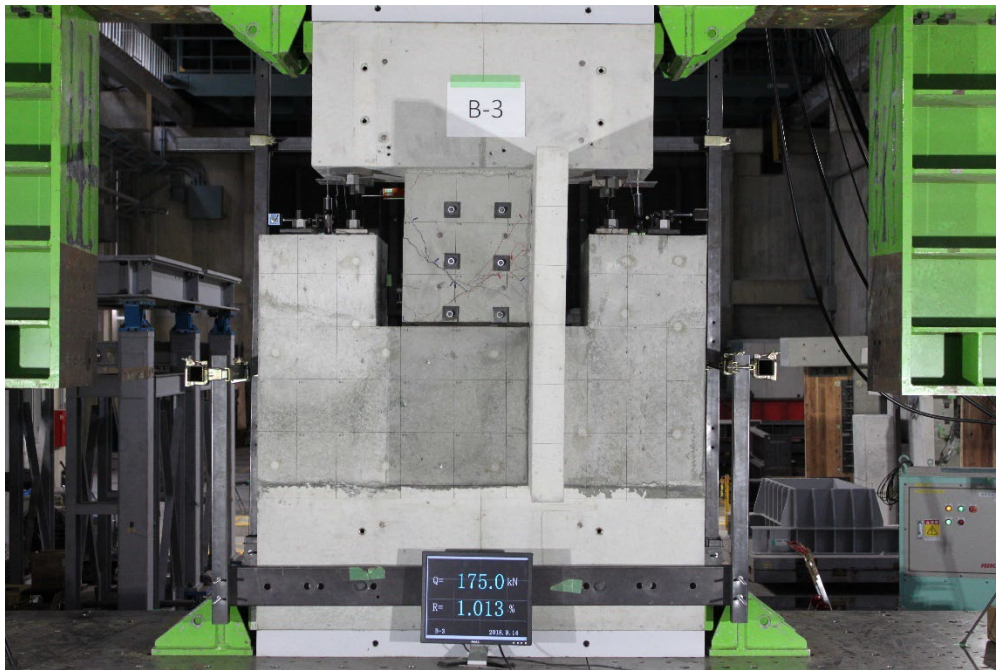


付写真 1.3.5-50 全景写真(R=-1/100①)

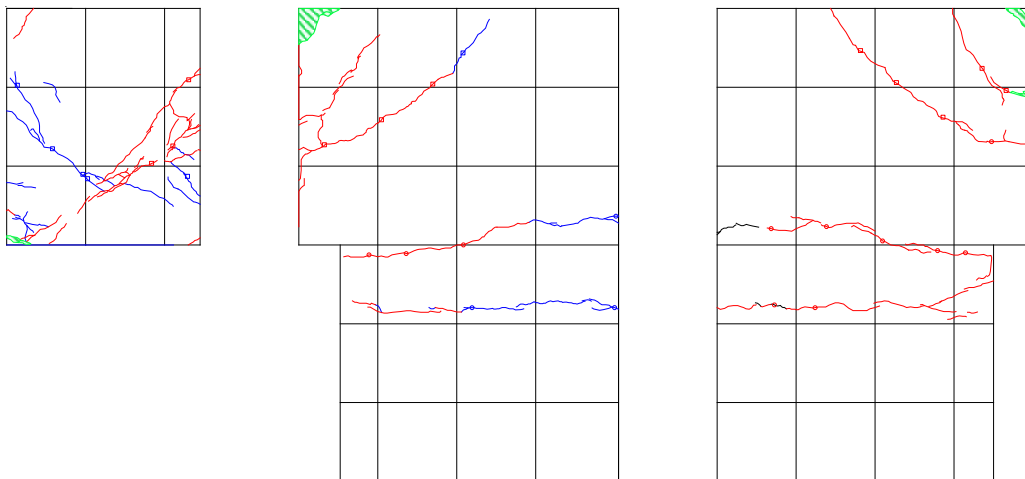


付図 1.3.5-52 ひび割れ図(R=-1/100①)

1/100②

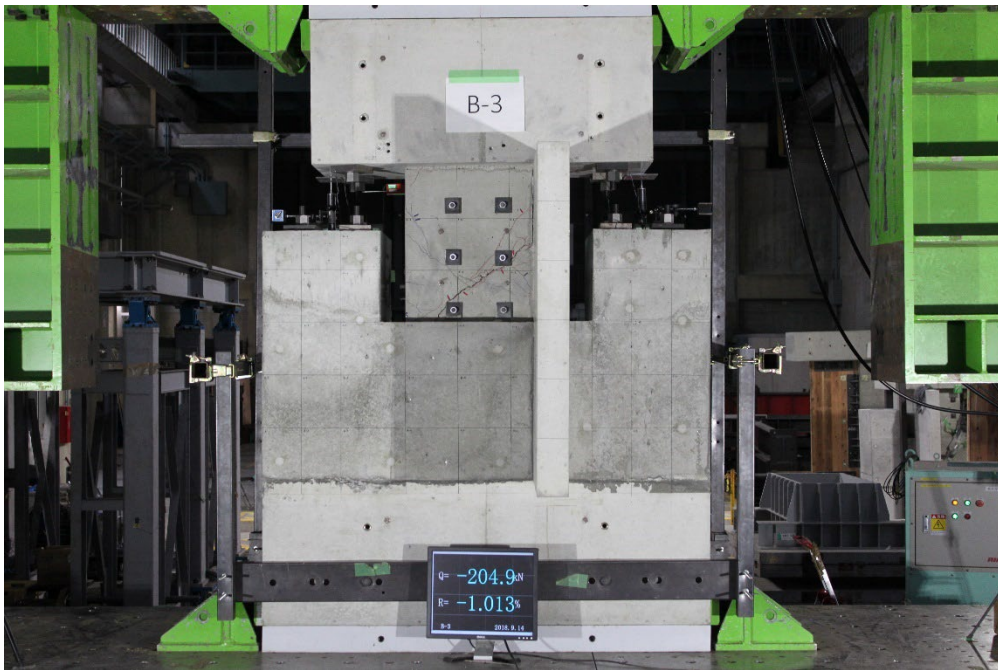


付写真 1.3.5-51 全景写真(R=+1/100②)

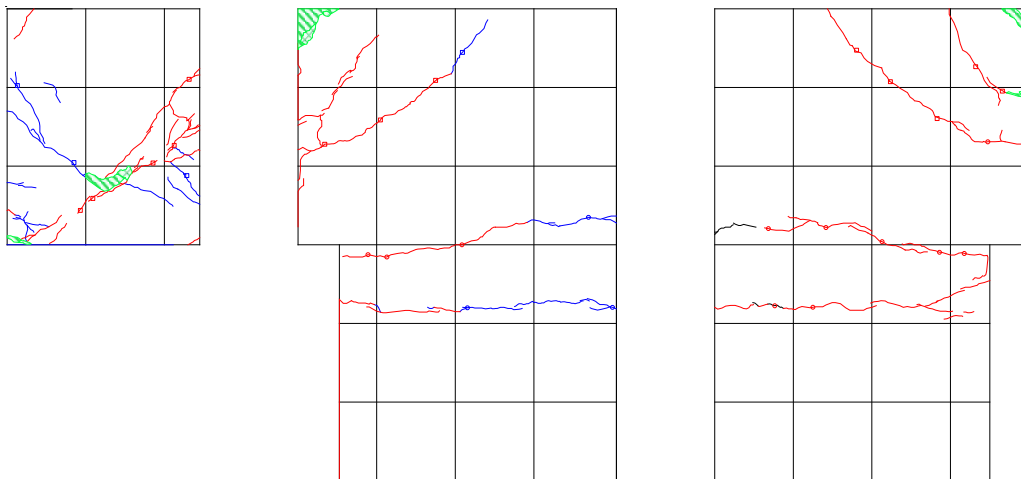


付図 1.3.5-53 ひび割れ図(R=+1/100②)

-1/100②

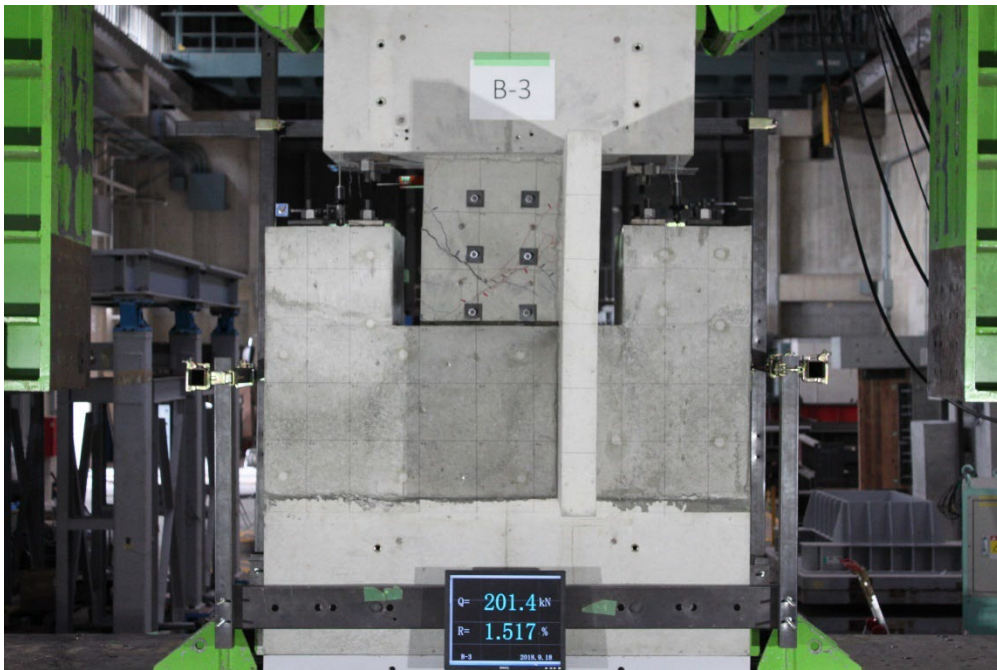


付写真 1.3.5-52 全景写真

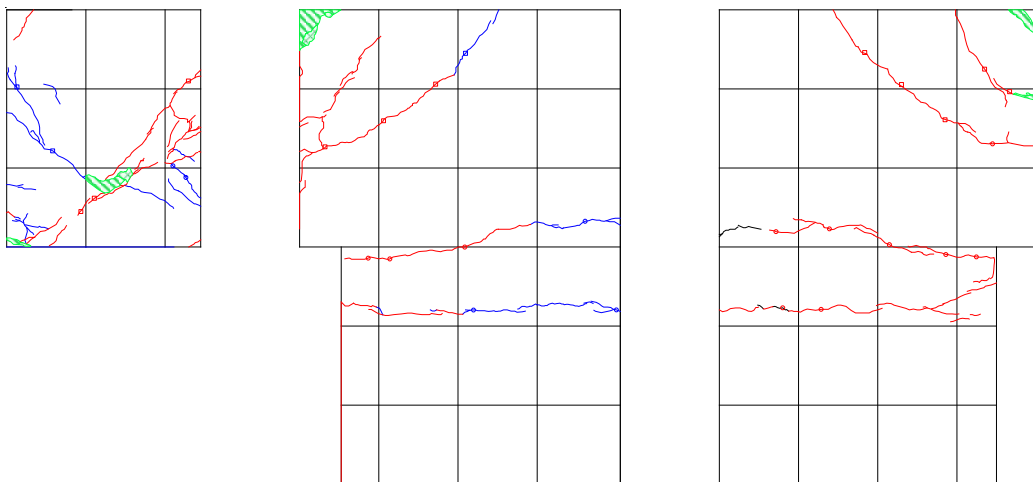


付図 1.3.5-54 ひび割れ図(写真)

1/67①

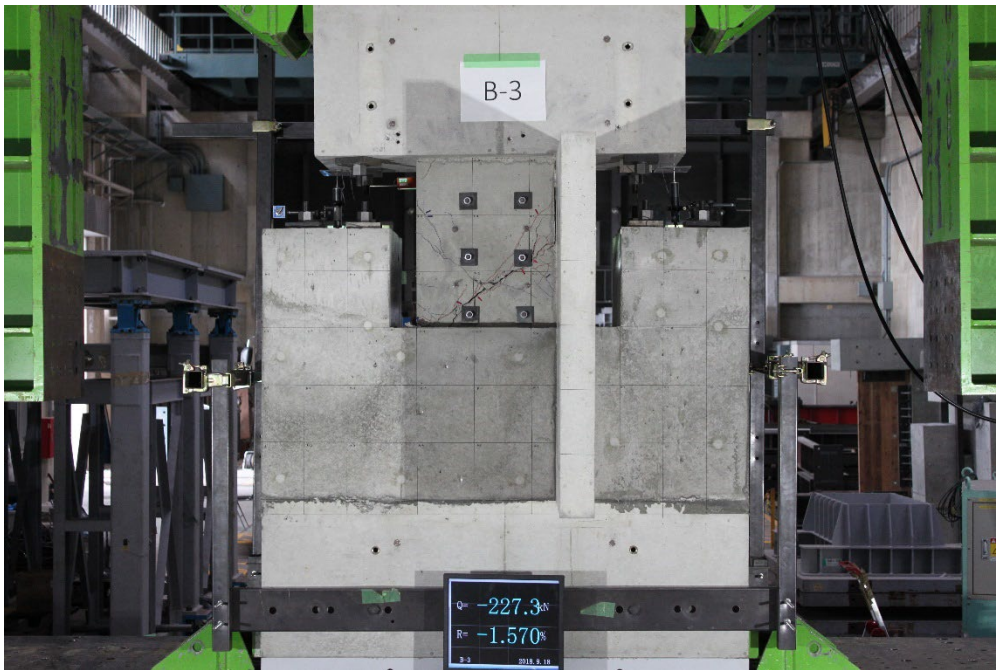


付写真 1.3.5-53 全景写真

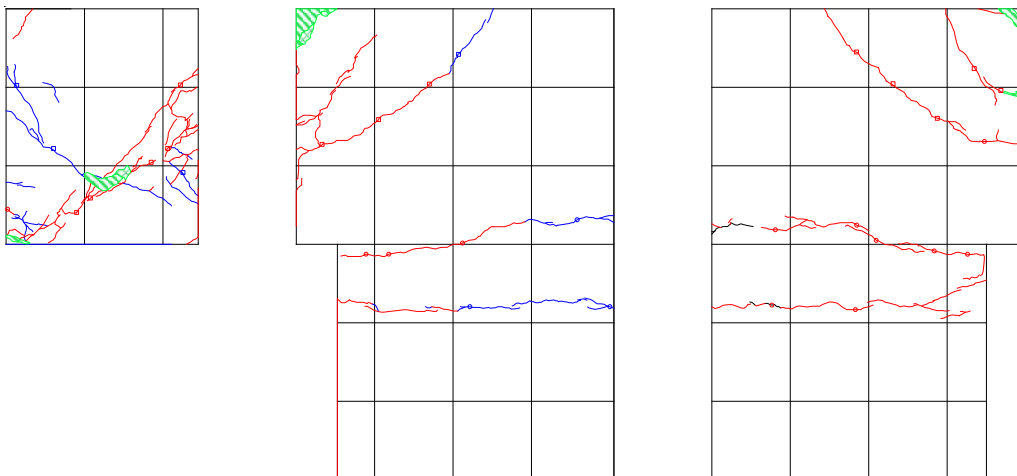


付図 1.3.5-55 ひび割れ図(写真)

-1/67①

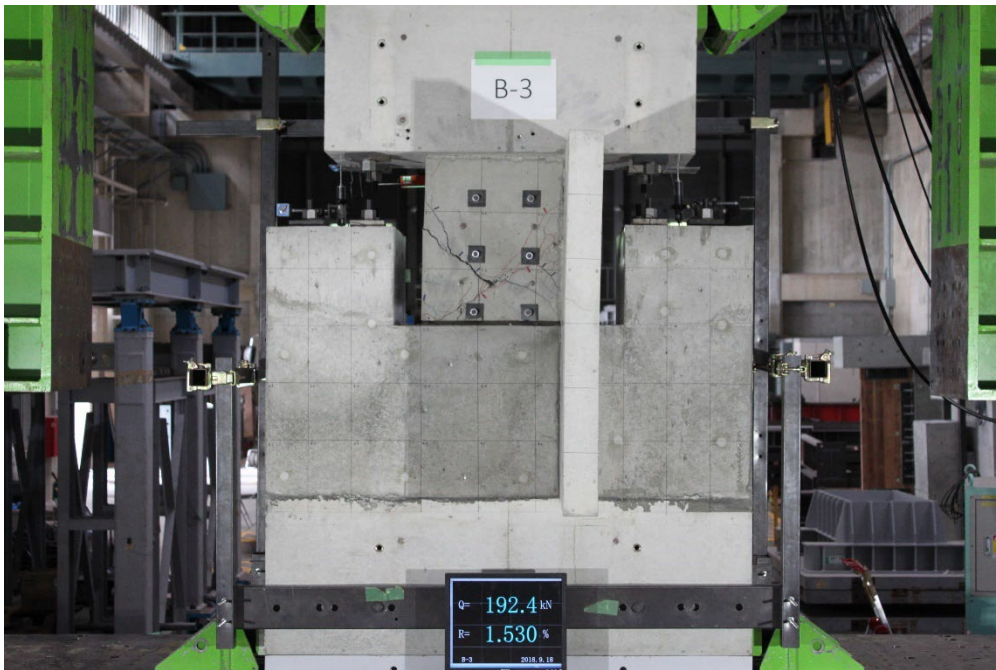


付写真 1.3.5-54 全景写真

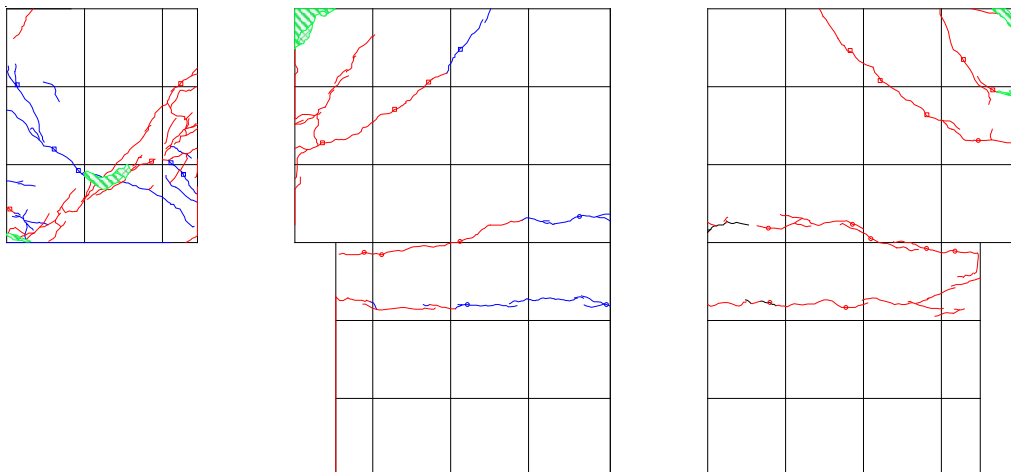


付図 1.3.5-56 ひび割れ図(写真)

1/67②

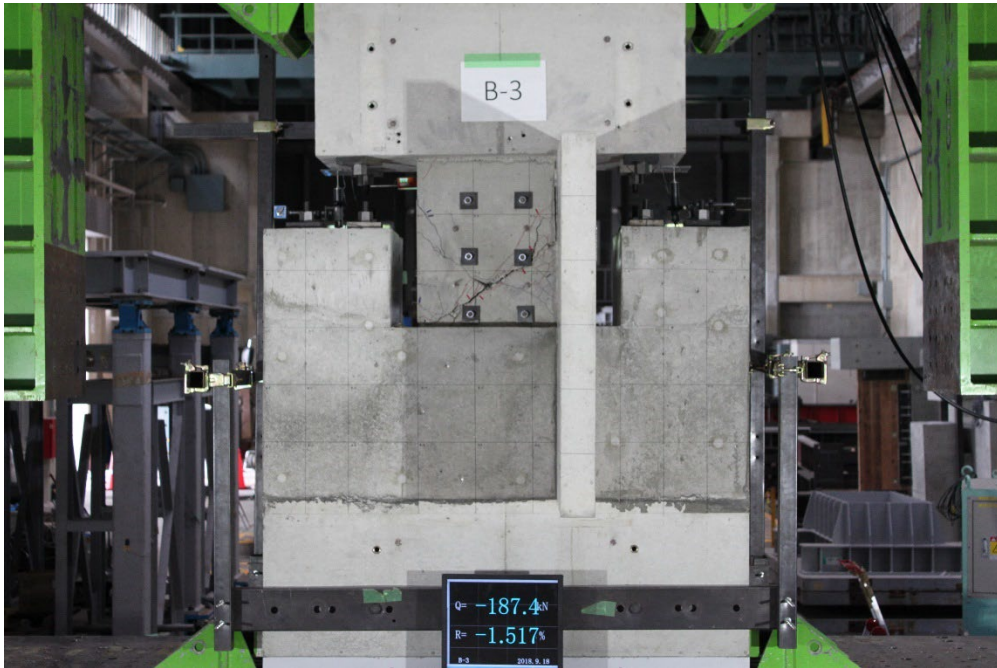


付写真 1.3.5-55 全景写真

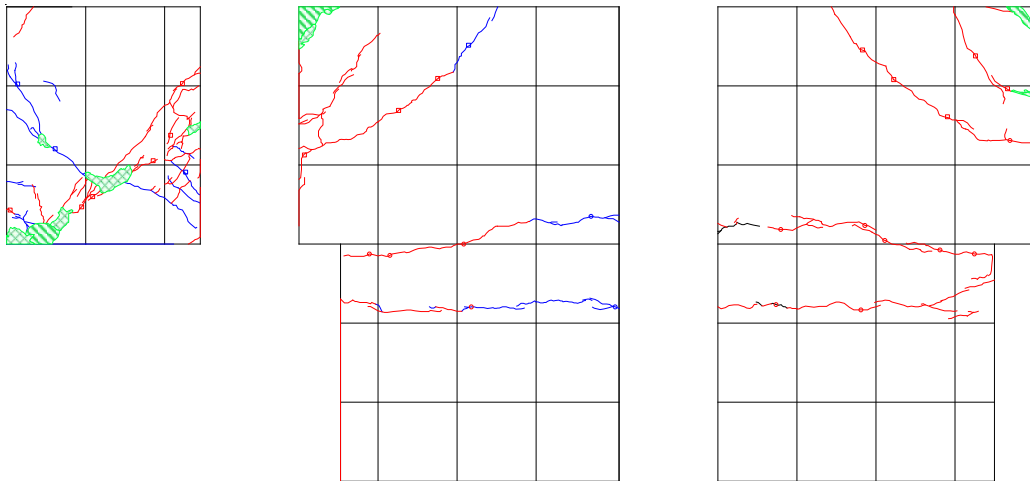


付図 1.3.5-57 ひび割れ図(写真)

-1/67②

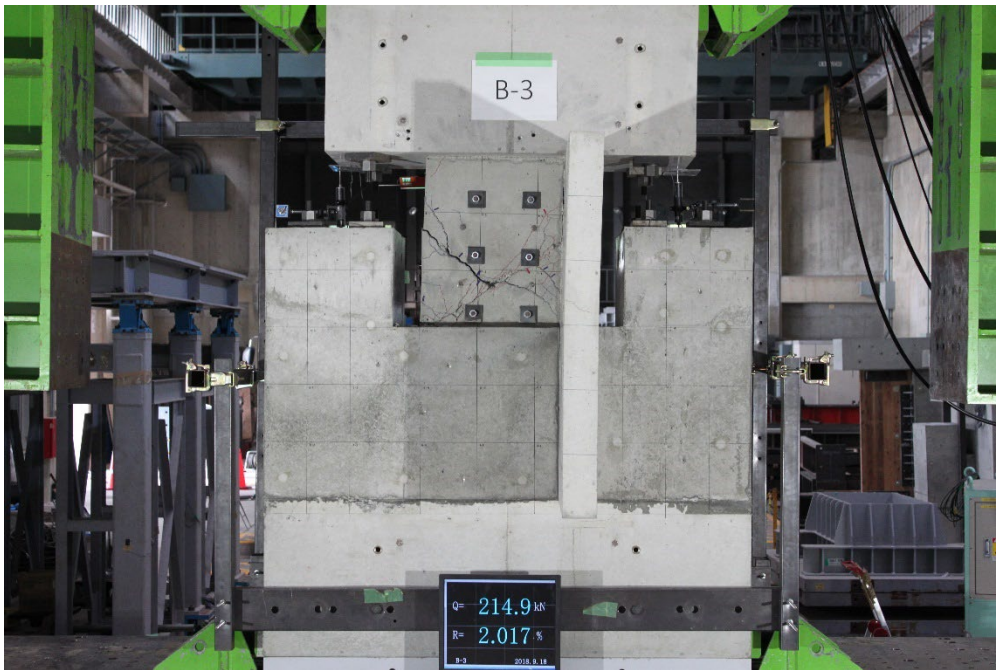


付写真 1.3.5-56 全景写真

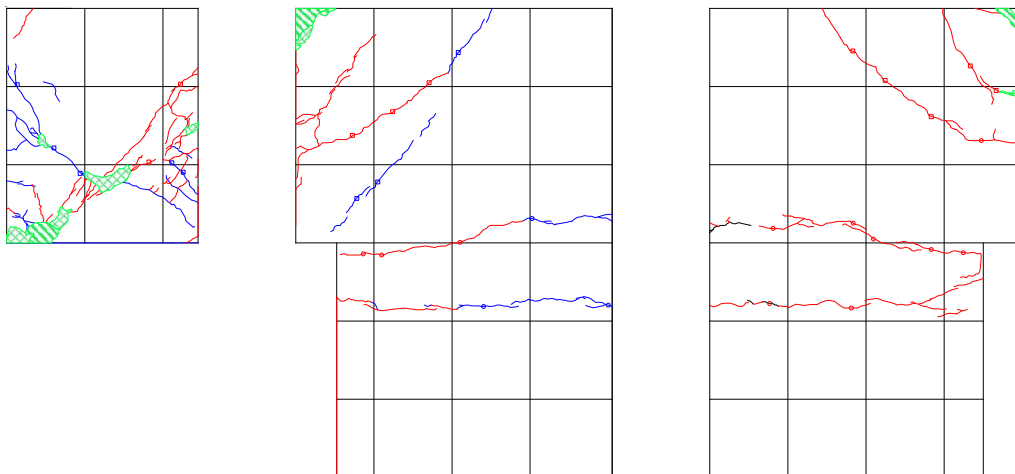


付図 1.3.5-58 ひび割れ図(写真)

1/50①

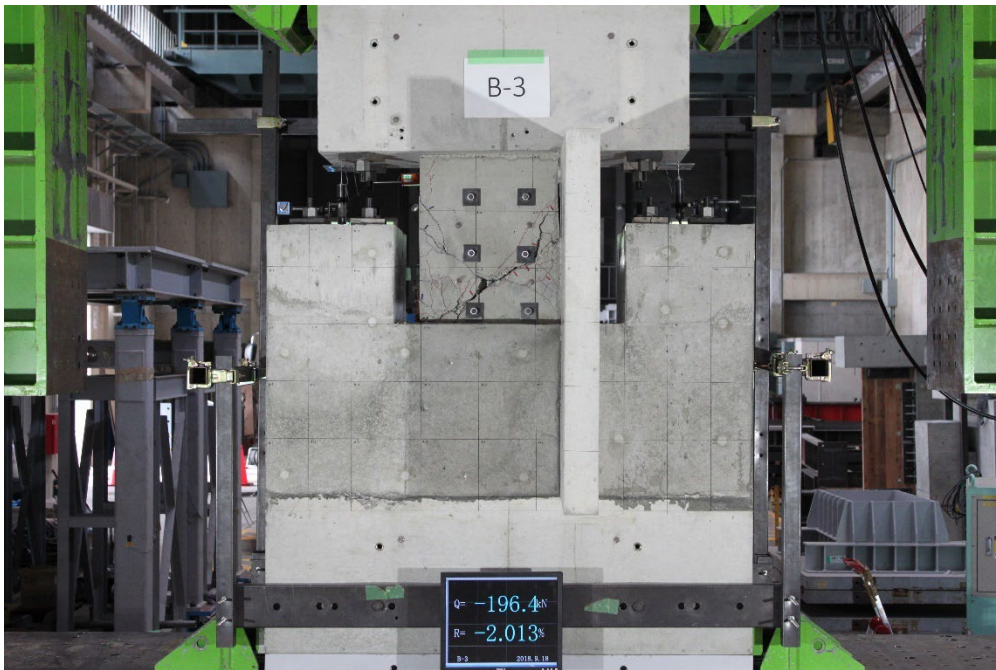


付写真 1.3.5-57 全景写真

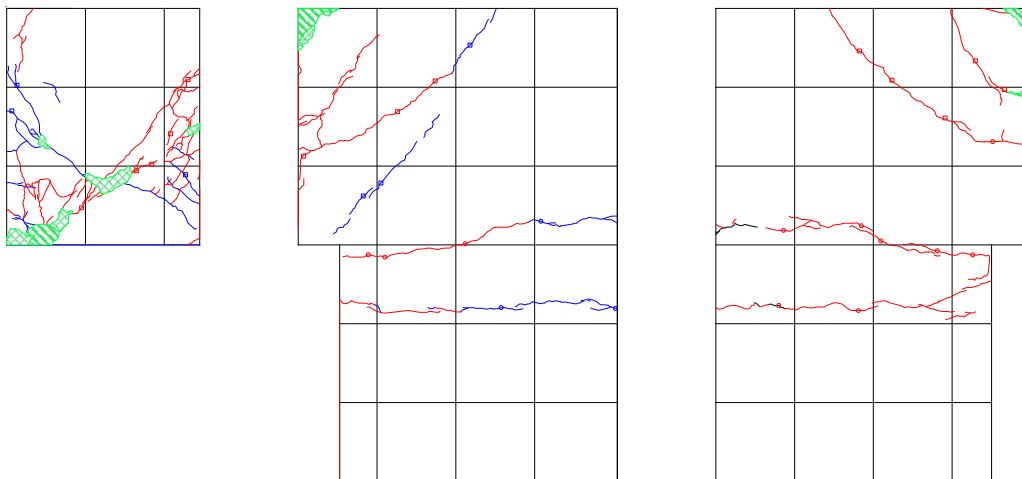


付図 1.3.5-59 ひび割れ図(写真)

-1/50①

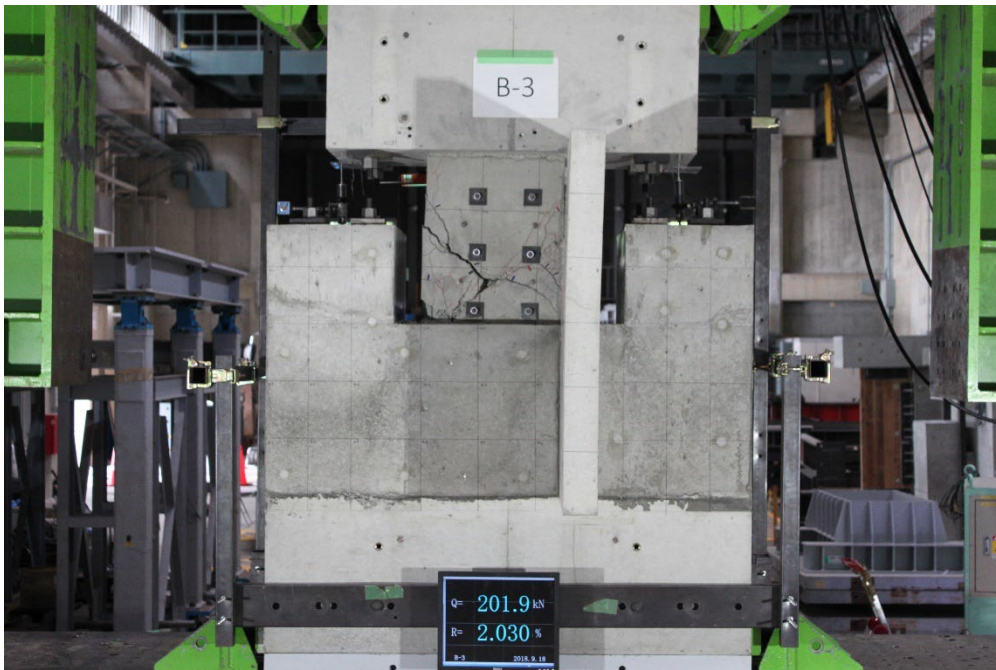


付写真 1.3.5-58 全景写真

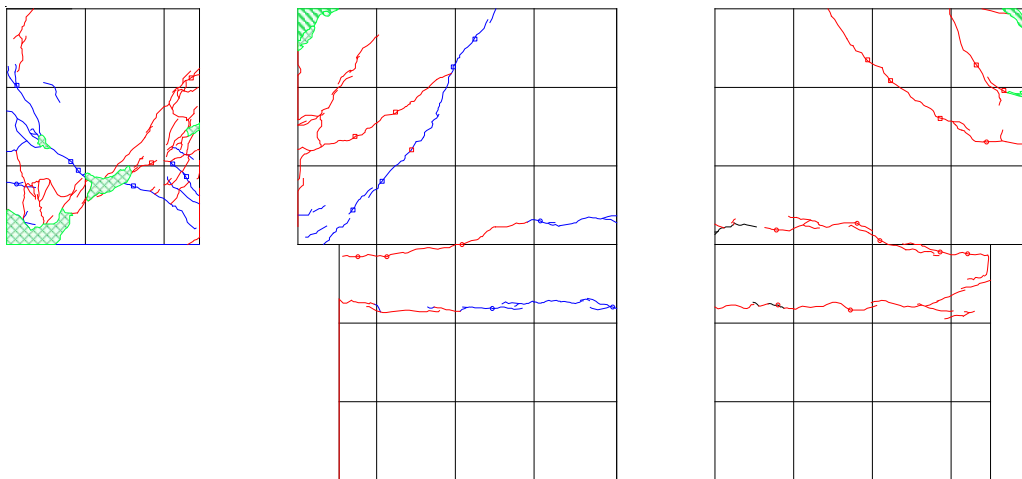


付図 1.3.5-60 ひび割れ図(写真)

1/50②

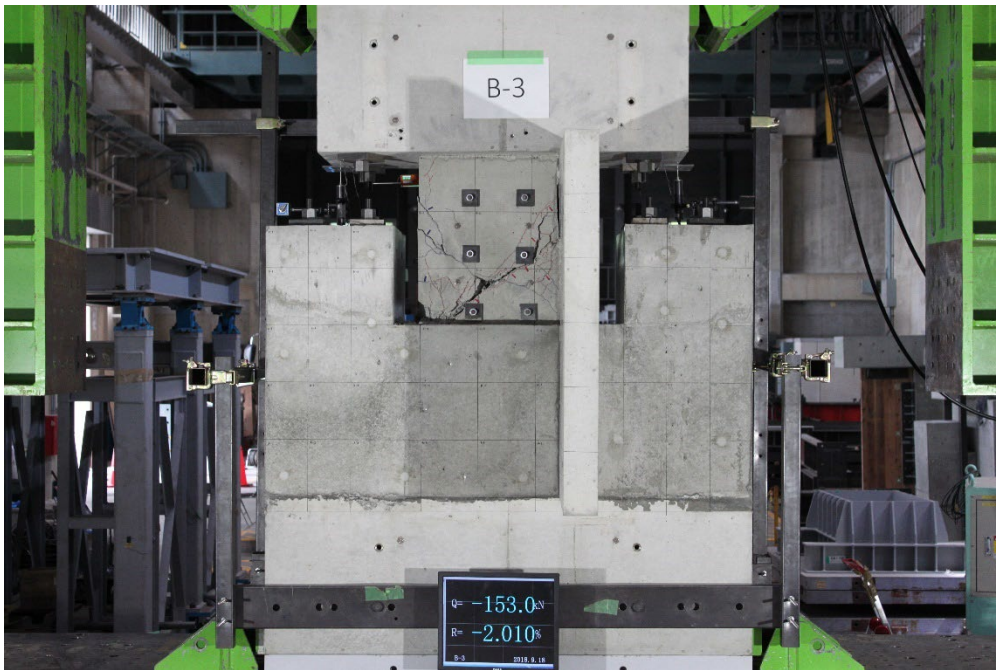


付写真 1.3.5-59 全景写真

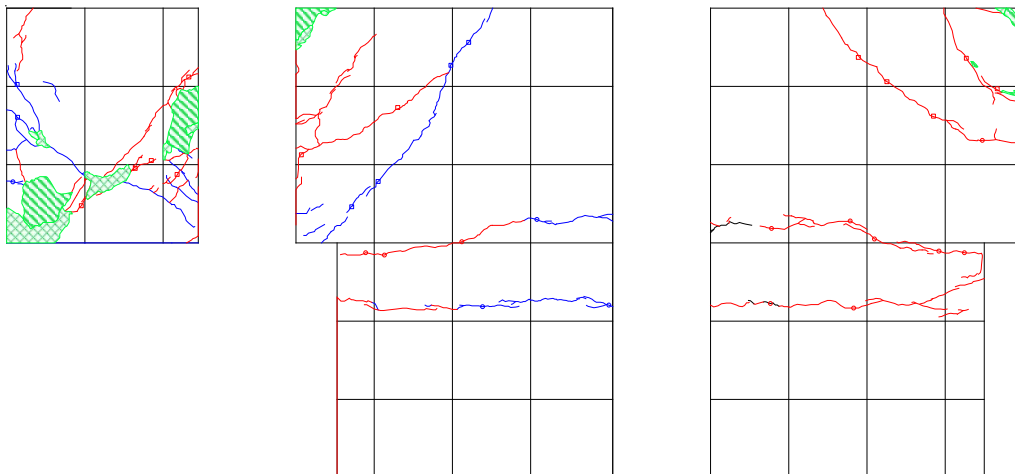


付図 1.3.5-61 ひび割れ図(写真)

-1/50②

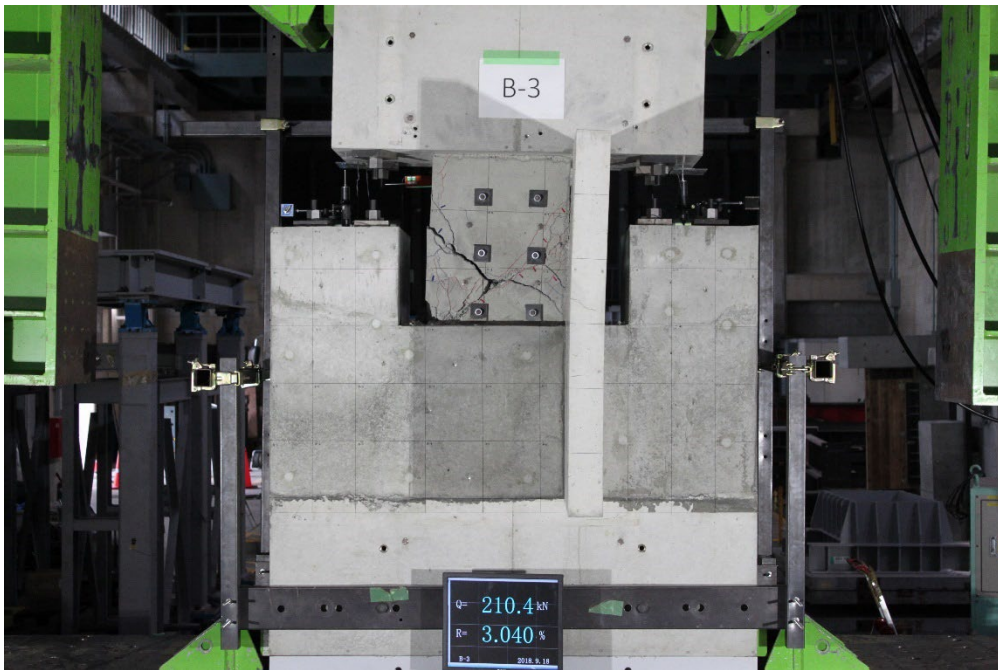


付写真 1.3.5-60 全景写真

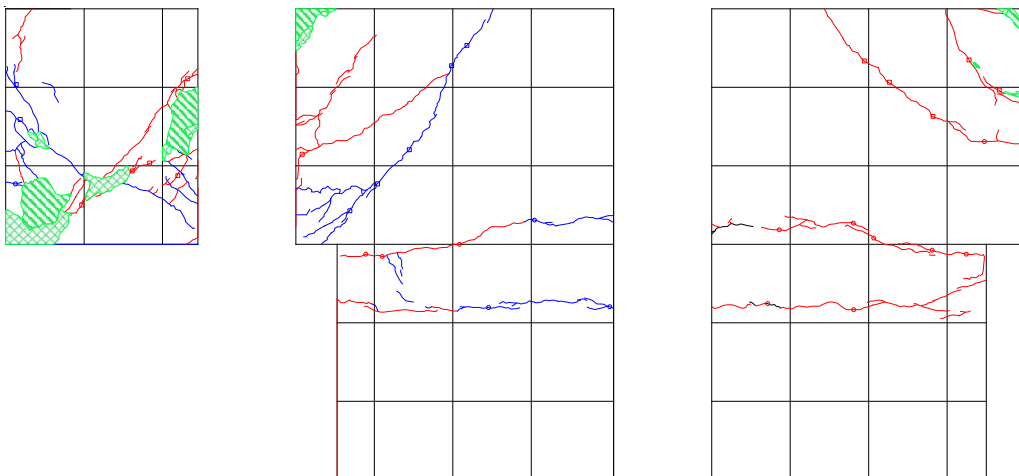


付図 1.3.5-62 ひび割れ図(写真)

1/33①

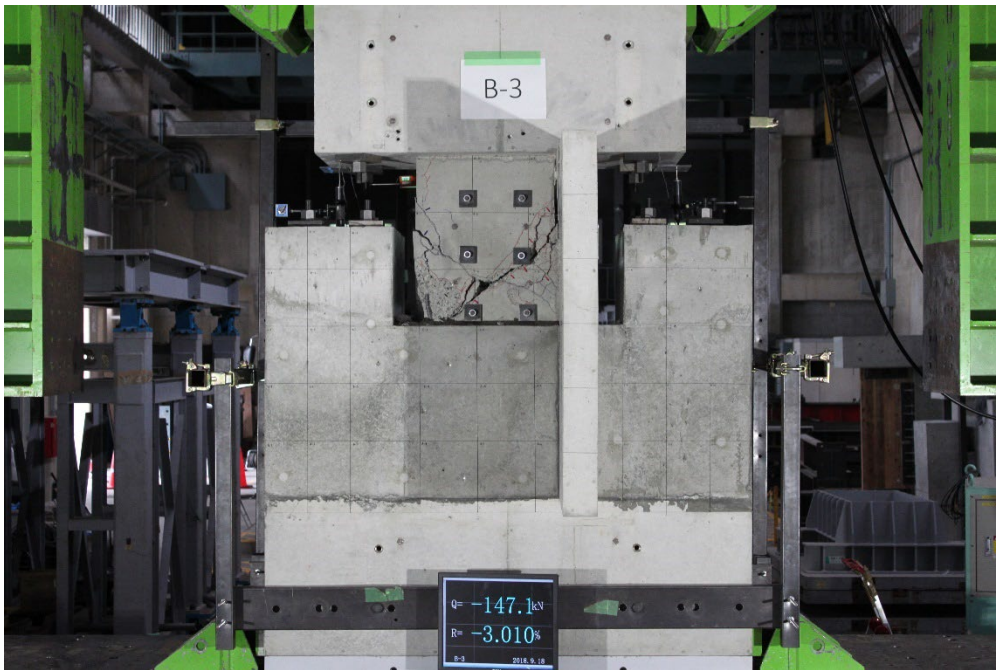


付写真 1.3.5-61 全景写真

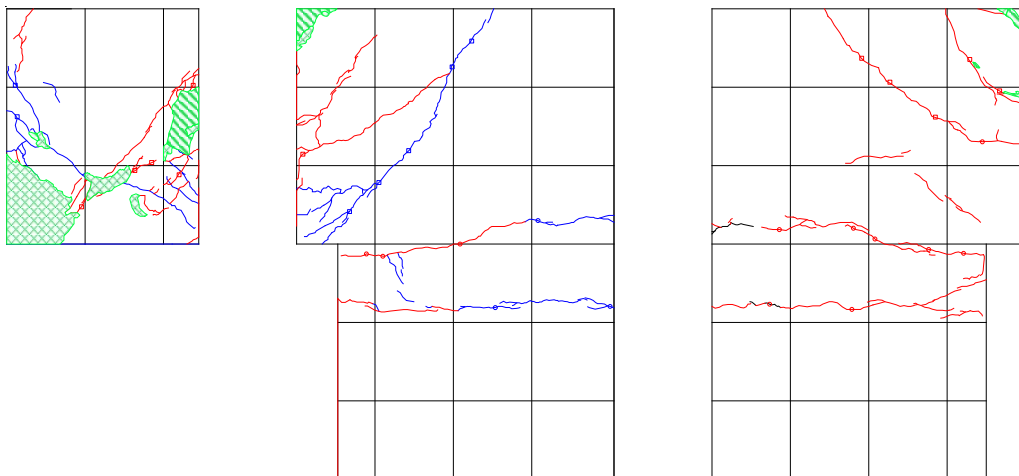


付図 1.3.5-63 ひび割れ図(写真)

-1/33①

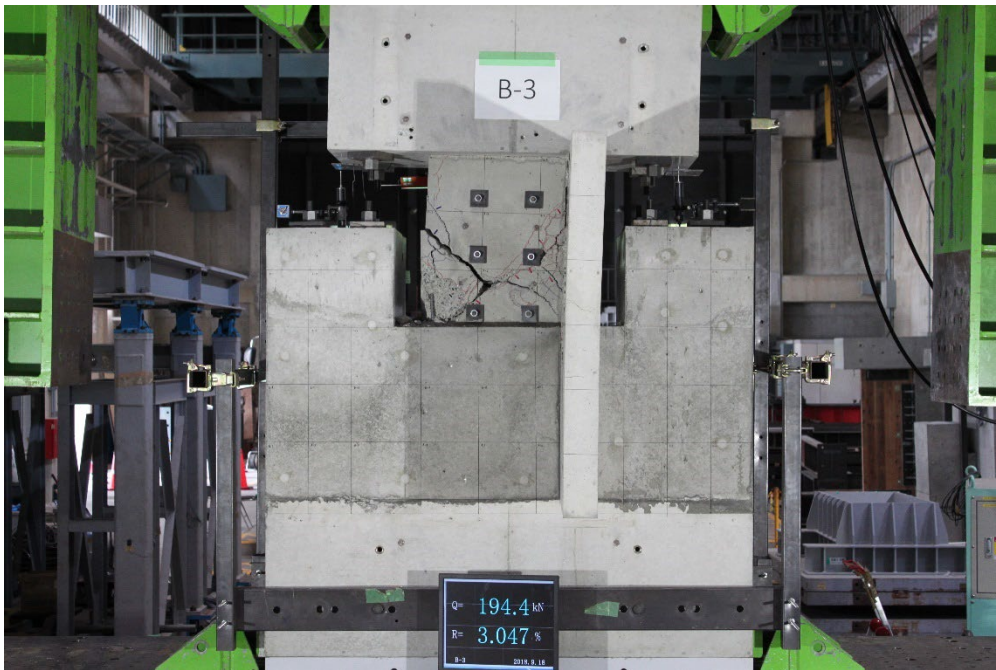


付写真 1.3.5-62 全景写真

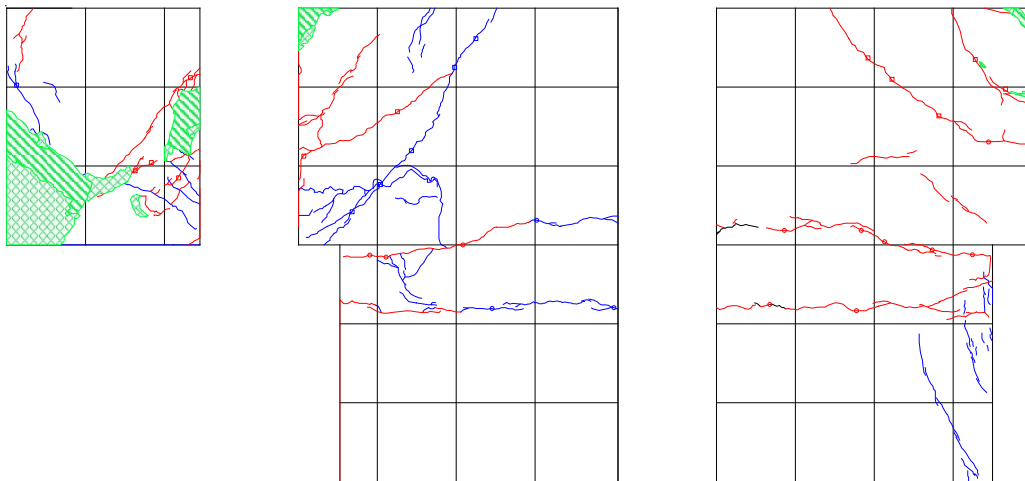


付図 1.3.5-64 ひび割れ図(写真)

1/33②

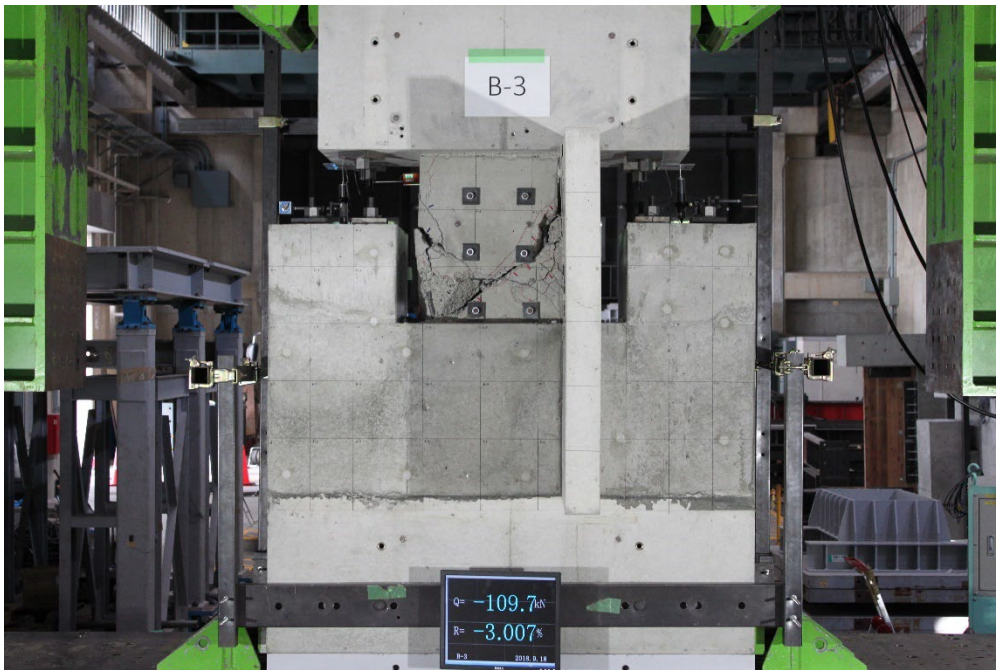


付写真 1.3.5-63 全景写真

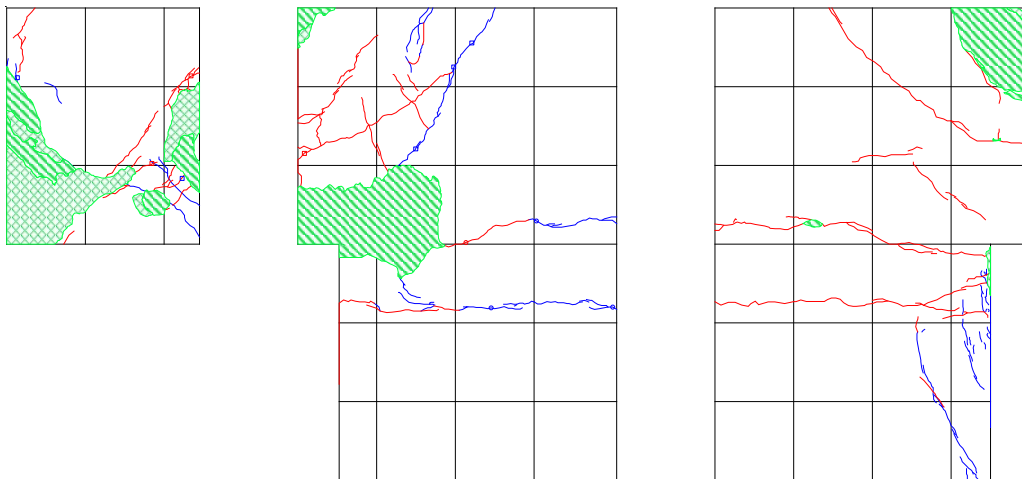


付図 1.3.5-65 ひび割れ図(写真)

-1/33②



付写真 1.3.5-64 全景写真

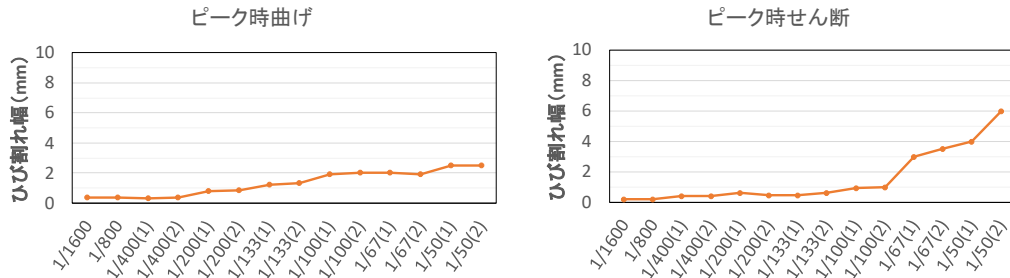


付図 1.3.5-66 ひび割れ図(写真)

付 1.3.5.5. ひび割れ幅推移

(1) B-2'

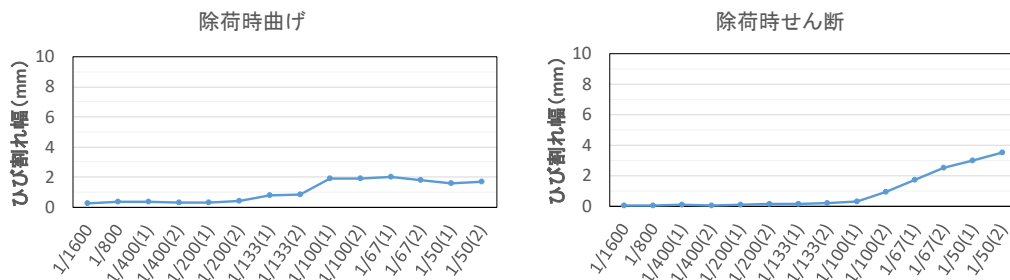
正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-67 に、正載荷における除荷時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-68 に、正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を付図 1.3.5-69 に示す。



(a) 曲げひび割れ

(b) せん断ひび割れ

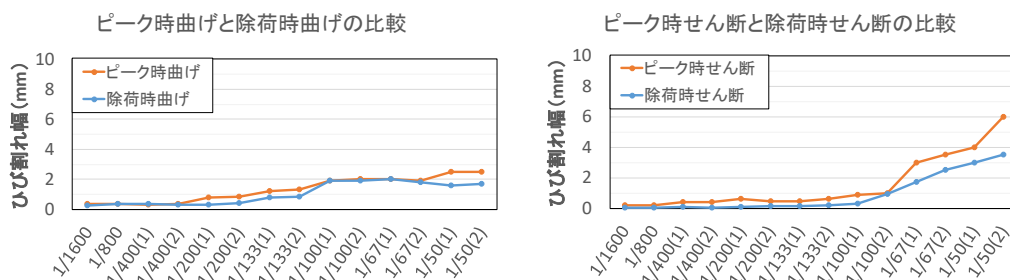
付図 1.3.5-67 正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移



(a) 曲げひび割れ

(b) せん断ひび割れ

付図 1.3.5-68 正載荷における除荷時のひび割れ幅推移

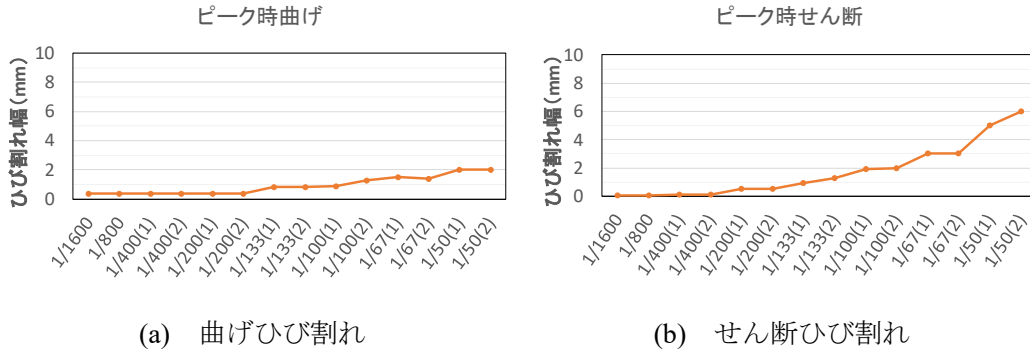


(a) 曲げひび割れ

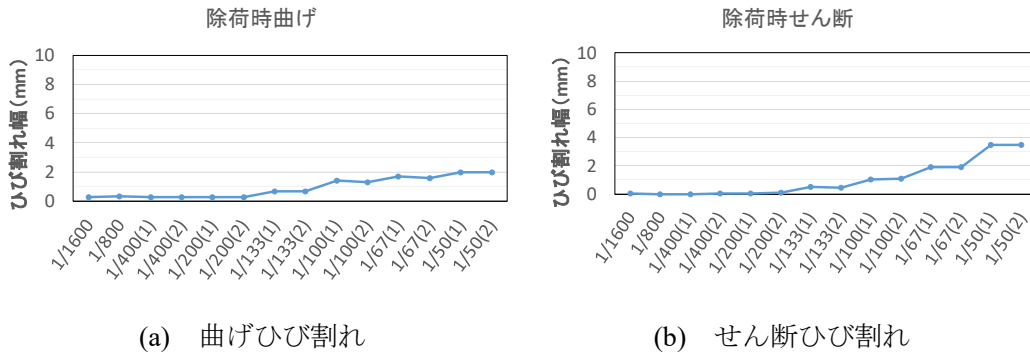
(b) せん断ひび割れ

付図 1.3.5-69 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

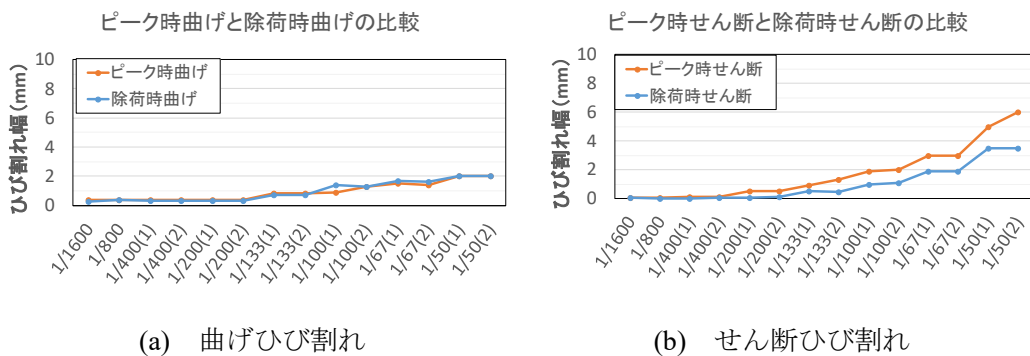
負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-70 に、負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-71 に、負荷荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を付図 1.3.5-72 に示す。



(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ
付図 1.3.5-70 負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移



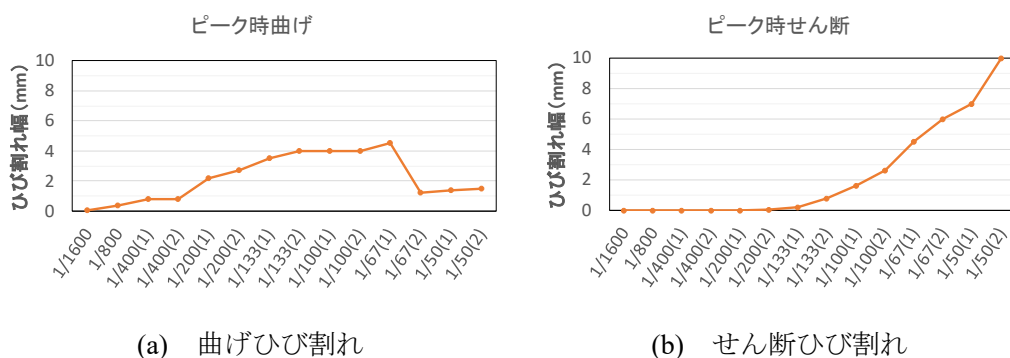
(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ
付図 1.3.5-71 負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移



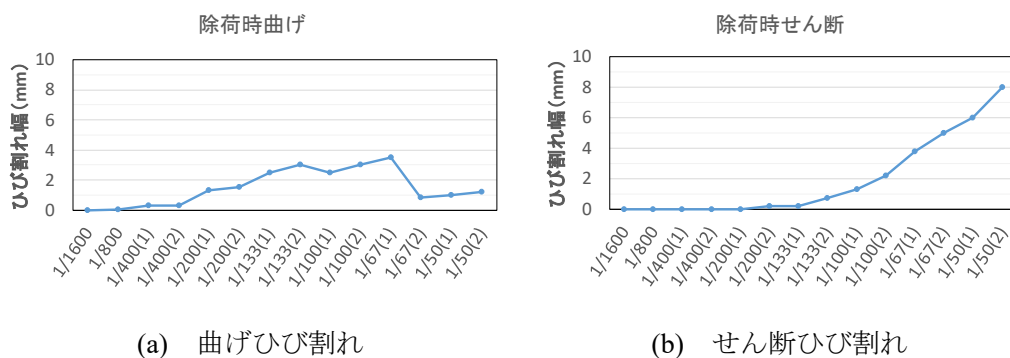
(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ
付図 1.3.5-72 負荷荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較

(2) B-3'

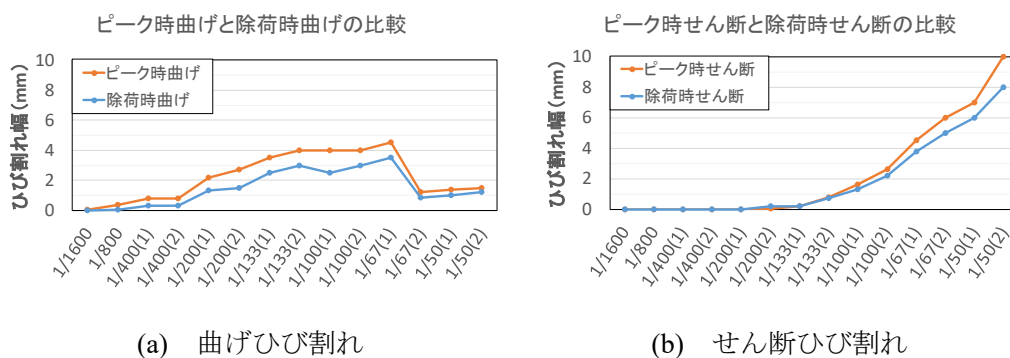
正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-73 に、正載荷における除荷時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-74 に、正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を付図 1.3.5-75 に示す。



(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ
付図 1.3.5-73 正載荷におけるピーク時のひび割れ幅推移

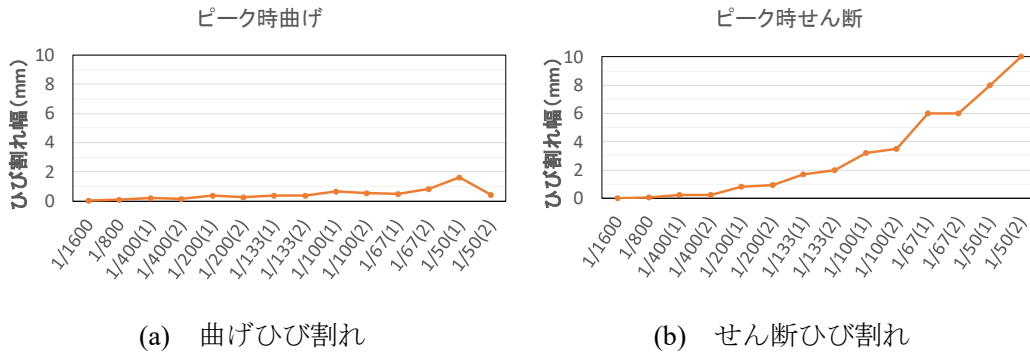


(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ
付図 1.3.5-74 正載荷における除荷時のひび割れ幅推移

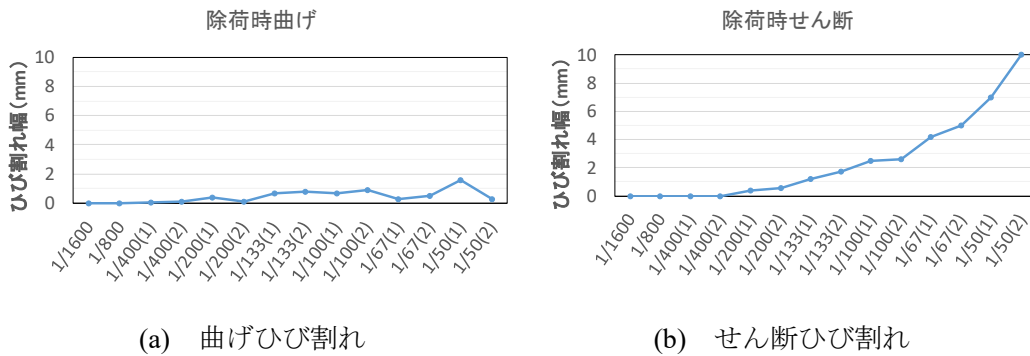


(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ
付図 1.3.5-75 正載荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較

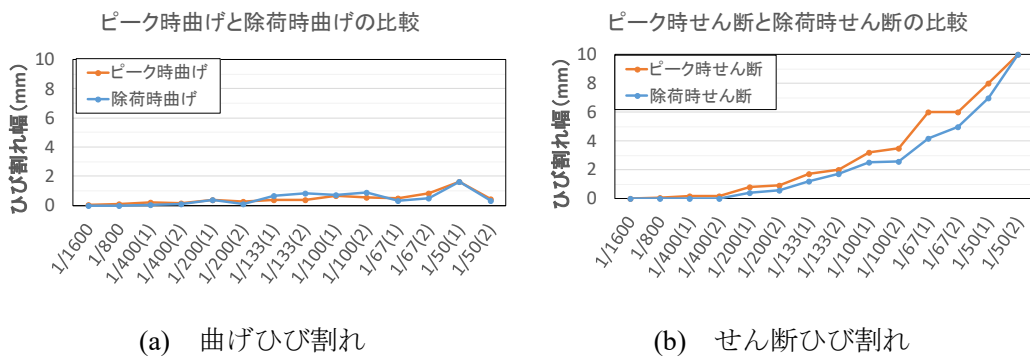
負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-76 に、負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移を付図 1.3.5-77 に、負荷荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較を付図 1.3.5-78 に示す。



(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ
付図 1.3.5-76 負荷荷におけるピーク時のひび割れ幅推移



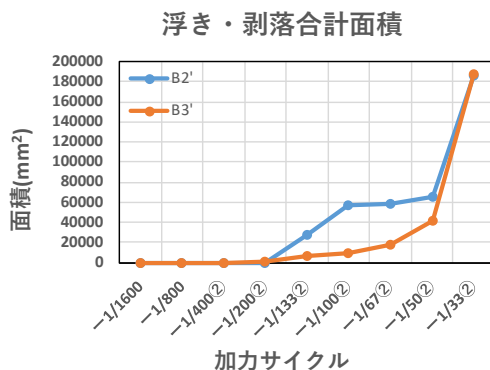
(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ
付図 1.3.5-77 負荷荷における除荷時のひび割れ幅推移



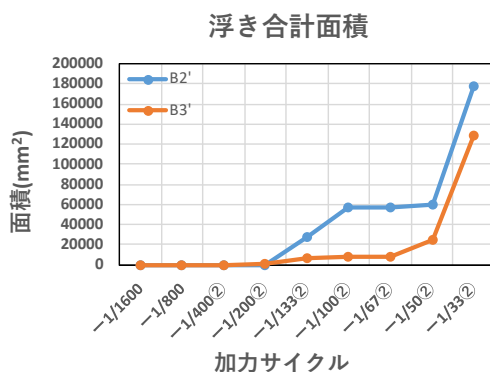
(a) 曲げひび割れ (b) せん断ひび割れ
付図 1.3.5-78 負荷荷におけるピーク時と除荷時のひび割れ幅推移の比較

付 1.3.5.6. 浮き・剥落推移

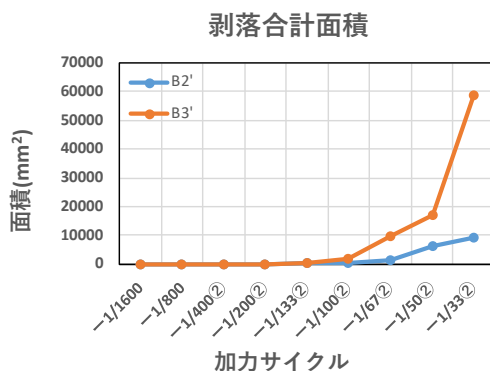
付図 1.3.5-79 に合計浮き・剥落面積の推移、付図 1.3.5-80 に合計浮き面積の推移、付図 1.3.5-81 に合計剥落面積を示す。



付図 1.3.5-79 浮き・剥落面積の推移



付図 1.3.5-80 浮き面積の推移



付図 1.3.5-81 剥落面積の推移

付 1.4. 実験結果に基づく考察

付 1.4.1. 破壊モードに関する考察

付 1.4.1.1. B-1

正載荷側では梁既存曲げ補強筋が降伏した後、梁既存せん断補強筋が降伏したが直ちに耐力が低下することではなく耐力を保持し続け、変形角 $R=1.7\%$ 付近で急激に耐力低下した。この時、せん断ひび割れの拡幅やせん断補強筋の降伏は確認されなかった。また後に付 1.4.2.節で算定する曲げ終局強度に達していることから最終的な破壊モードは曲げ破壊であると考えられる。

負載荷側ではスラブ筋が降伏した後、梁既存せん断補強筋が降伏し、耐力は徐々に低下した。このことから最終的な破壊モードはせん断破壊であると考えられる。また後に付 1.4.2.節で算定するせん断終局強度に耐力が達していないことの原因として考えられるのは既存梁のせん断補強筋が降伏する時点で、スラブ筋が梁に近い一部しか効果を発揮してなかったためであると考えられ、試験体形状の関係で梁から遠い側のスラブ端部が上スタブに直接定着されていないことが影響したものと考えられる。

付 1.4.1.2. B-2

正載荷側では梁既存曲げ補強筋が降伏した後、壁横筋が降伏し、耐力は急激に低下したことから最終的な破壊モードは耐力壁のせん断破壊であると考えられる。

負載荷側ではスラブ筋が降伏した後、壁横筋が降伏し、耐力は急激に低下したことから最終的な破壊モードは耐力壁のせん断破壊であると考えられる。

付 1.4.1.3. B-2'

正載荷側では梁既存、新設曲げ補強筋が降伏した後、梁新設せん断補強筋が降伏したが直ちに耐力が低下することではなく、変形角 $R=3\%$ 付近でせん断ひび割れが拡幅するとともに急激に耐力低下した。また後に付 1.4.2.節で算定する曲げ終局強度に達していることから最終的な破壊モードは曲げ終局状態に至った後のせん断破であると考えられる。

負載荷側ではスラブ筋及び梁既存、新設曲げ補強筋が降伏した後梁既存せん断補強筋が降伏したが直ちに耐力が低下することではなく、その後もせん断ひび割れの拡幅やせん断補強筋の降伏を伴う耐力低下はなかったため最終的な破壊モードは曲げ破壊であると考えられる。

付 1.4.1.4. B-3'

正載荷側では B-2' と同様に梁既存、新設曲げ補強筋が降伏した後、梁新設せん断補強筋が降伏したが直ちに耐力が低下することではなく、変形角 R=3% 付近でせん断ひび割れが拡幅するとともに急激に耐力低下した。また後に付 1.4.2 節で算定する曲げ終局強度に達していることから最終的な破壊モードは曲げ終局状態に至った後のせん断破壊であると考えられる。

負載荷側ではスラブ筋及び梁既存、新設曲げ補強筋が降伏した後、梁既存、新設せん断補強筋が降伏したが直ちに耐力が低下することではなく、変形角 R=-1.527% で梁端部のコンクリートが剥落するとともに急激に耐力低下した。このことから最終的な破壊モードは曲げ終局状態に至った後の曲げ圧縮破壊であると考えられる。

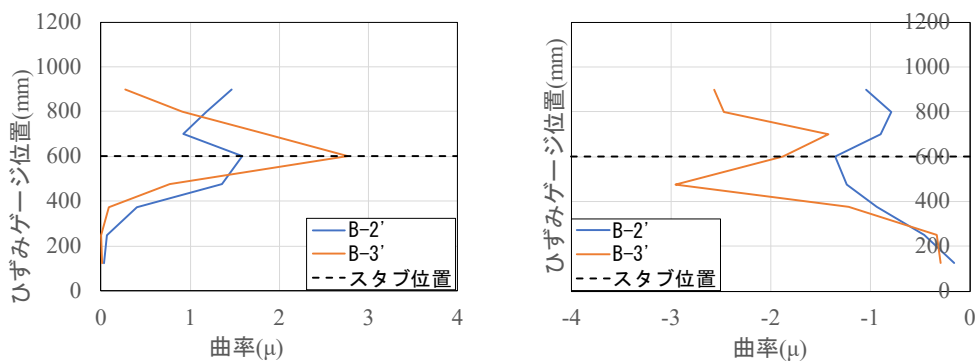
付 1.4.1.5. B-2' と B-3' の破壊モードの違いについて

付図 1.4.1-1 に変形角 R=1/1600 における曲率分布を示す。なお、曲率は新設曲げ補強筋に貼り付けたひずみゲージによる計測結果から次式により算定した。

$$\varphi = \frac{\varepsilon_a - \varepsilon_b}{L} \tag{A1.4-1}$$

ここで、L：ひずみゲージ間の距離、 ε_a ：A ひずみゲージのひずみ、 ε_b ：B ひずみゲージのひずみとする。

B-2' と B-3' の負載荷側において破壊モード及び耐力が違った原因としては付図 1.4.1-1 に示すように B-3' はスタブの内側の位置で曲率が卓越していることから危険断面位置がスタブの内側に 125mm ほど入り込んでいることが挙げられる。壁梁と耐力壁接合部補修時に耐力壁部分を斫り、梁よりも高い強度のコンクリートを増し打ちしたことで B-2' は危険断面位置が内側に入り込まなかったが B-3' は耐力壁部分を斫らずにコンクリートを増し打ちしたことから危険断面位置が内側に入り込んだと推察できる。なお、負載荷時のみ危険断面位置がスタブの内側に入り込んだ原因は解明できていない。



(a) 正載荷時

(b) 負載荷時

付図 1.4.1-1 変形角 R=1/1600 における曲率分布

付 1.4.2. 荷重変形関係の骨格曲線評価

付 1.4.2.1. 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^[A1-1]、RC 規準^[A1-2]、靱性指針^[A1-3]及び構造関係技術基準解説書^[A1-4]に示される評価式を用いて行った。以下に算定方法を示す。

初期剛性初期曲げ剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad [\text{Nmm}] \quad \text{反曲点比 0.5 の場合} \quad (\text{A1.4-2})$$

$$K_f = \frac{3E_c I_e}{L} \quad [\text{Nmm}] \quad \text{反曲点比 1.0 の場合} \quad (\text{A1.4-3})$$

L : 部材長さ[mm]

E_c : コンクリートのヤング係数 $[\text{N/mm}^2]$

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right)^2 \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{A1.4-4})$$

γ : コンクリートの気乾単位体積重量 $[\text{kN/m}^3]$ で特に調査しない場合は鉄筋コンクリートの単位体積重量の数値から 1.0 を減じたものとする。

I_e : 等価断面 2 次モーメント $[\text{mm}^4]$

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (\text{A1.4-5})$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント $(= \frac{bD^3}{12})[\text{mm}^4]$

a_t : 引張鉄筋の断面積 $[\text{mm}^2]$

a_c : 圧縮筋の断面積 $[\text{mm}^2]$

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 $[\text{N/mm}^2]$

n : ヤング係数比 $(= \frac{E_s}{E_c})$

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。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ラーメン材および連続梁} \\ \text{単純梁} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} b_a = \left(0.5 - 0.6 \frac{a}{l} \right) a \\ b_a = 0.1l \\ b_a = \left(0.5 - 0.3 \frac{a}{l} \right) a \\ b_a = 0.1l_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{l} < 0.5 \text{ の場合} \\ 0.5 \leq \frac{a}{l} \text{ の場合} \\ \frac{a}{l} < 1 \text{ の場合} \\ 1 \leq \frac{a}{l_0} \text{ の場合} \end{array} \right. \quad (\text{A1.4-6})$$

a : $\begin{cases} \text{並列 T 形部材では材の側面までの距離} \\ \text{並列 T 形部材ではその片面フランジ幅の 2 倍の長さ} \end{cases}$
 l : 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]

また反曲点比が上のどれにも当てはまらない場合、次式を使用する。

$$K_f = \frac{E_c I_e}{h'^3 \times (\frac{1}{3} - \alpha + \alpha^2)} [\text{Nmm}] \quad (\text{A1.4-7})$$

$$K_f = \frac{E_c I_e}{L^3 (3\alpha - 1)} [\text{Nmm}] \quad (\text{A1.4-8})$$

h' : 壁板の内法高さ(クリアスパン)[mm]

α : 反曲点比

初期せん断剛性

$$K_S = \frac{GA}{\kappa L} \quad (\text{A1.4-9})$$

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、 $\nu=0.2$ 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

$$K_o = \frac{1}{\frac{1}{K_f} + \frac{1}{K_S}} \quad (\text{A1.4-10})$$

ひび割れ強度

曲げひび割れ強度

$$M = Z_e (\sigma_t + \sigma_o) [\text{N} \cdot \text{mm}] \quad (\text{A1.4-11})$$

Z_e : 耐力壁の等価断面係数[mm³]

σ_t : コンクリートの曲げ引張強度(=0.56 $\sqrt{\sigma_B}$) [N/mm²]

σ_o : コンクリートの軸圧縮応力度[N/mm²]

せん断ひび割れ強度

$$Q_c = \tau_{scr} \cdot b \cdot D / \kappa \quad [\text{N}] \quad (\text{A1.4-12})$$

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(=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

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (\text{A1.4-13})$$

n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比(= $\frac{a_t}{BD}$)

$\frac{a}{D}$: 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]

RC 規準に従い、スラブ有効幅を考慮した有効幅 B と梁せい D とからなる仮想の長方形梁を想定し式(A1.4-13)より算定して良い。この時のスラブ有効幅は下式による。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ラーメン材および連続梁} \\ \left\{ \begin{array}{l} b_a = \left(0.5 - 0.6\frac{a}{l}\right)a \\ b_a = 0.1l \end{array} \right. \\ \text{単純梁} \\ \left\{ \begin{array}{l} b_a = \left(0.5 - 0.3\frac{a}{l}\right)a \\ b_a = 0.1l_0 \end{array} \right. \end{array} \right. \begin{array}{l} \frac{a}{l} < 0.5 \text{ の場合} \\ 0.5 \leq \frac{a}{l} \text{ の場合} \\ \frac{a}{l} < 1 \text{ の場合} \\ 1 \leq \frac{a}{l_0} \text{ の場合} \end{array} \quad (\text{A1.4-14})$$

a : $\left\{ \begin{array}{l} \text{並列 T 形部材では材の側面までの距離} \\ \text{並列 T 形部材ではその片面フランジ幅の 2 倍の長さ} \end{array} \right.$

l : 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]

(b)スラブが引張側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \cdot \frac{l_0}{l_t} \quad (\text{A1.4-15})$$

$$p_t = \frac{a_t + a_s}{bD} \quad (\text{A1.4-16})$$

a_s : 協力幅内のスラブ筋の全断面積 [mm²]

a_t : 引張主筋断面積 [mm²]

I_0 : 矩形梁(bD)の断面二次モーメント [mm⁴]

I_t : T 形梁の断面二次モーメント [mm⁴]

n : ヤング係数比(= $\frac{E_s}{E_c}$)

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η : 軸力比 $\left(= \frac{N}{\sigma_B D_b} \right)$

d : 有効せい [mm]

D : 部材せい [mm]

ひび割れ後剛性

$$K_2 = \alpha_y \cdot K_0 \quad (\text{A1.4-17})$$

終局強度

曲げ終局強度

鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説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。

$$M = \sum A_s \cdot \sigma_s \cdot d_g + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} \cdot b \cdot (g - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{A1.4-18})$$

A_s : 鉄筋 1 段ごとの断面積 (mm^2)

σ_s : 各鉄筋の応力度 (N/mm^2)

g : 圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

d_g : 鉄筋の重心位置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。

$$\sum A_{st} \sigma_{st} = \sum A_{sc} \sigma_{sc} + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{A1.4-19})$$

A_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積 (mm^2)

σ_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度 (N/mm^2)

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。

$$M = \sum A_s \sigma_s d_g + \beta_1 (g - \beta_1 x_n / 2) \sigma_{av} b x_n \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{A1.4-20})$$

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 $\sigma_{av} = 0.85 \sigma_B$ 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。

$$\beta_1 = 0.85 \quad (\sigma_B \leq 280 \text{kgf/cm}^2)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05(\sigma_B - 280)/70 \quad (280 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560 \text{kgf/cm}^2)$$

$$\beta_1 = 0.65 \quad (\sigma_B > 560 \text{kgf/cm}^2)$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる。

$$M = \sum A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot d - \sum A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot d_c - \int_0^{x_n} \sigma_{cx} \cdot b \cdot (x_n - x) dx \quad (\text{A1.4-21})$$

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、

$$M_u = \sum A_{st} \sigma_{st} d + \sum A_{sc} \sigma_{sc} d_c + \sigma_{av} b (\beta_1 x_n)^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (\text{A1.4-22})$$

となり抵抗モーメントは M_u 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 M_u を壁梁の曲げモーメントとする。

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。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j [\text{N}] \quad (\text{A1.4-23})$$

 b_e : 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) $\left(= \frac{a_w}{b_e s} \right)$ 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 $\left(= \frac{2}{3} d \right)$ [mm] σ_{wy} : 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 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、スラブ主筋断面積は 1m 幅のスラブの範囲内を考慮することとする。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j [\text{N}] \quad (\text{A1.4-24})$$

 b_e : 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) $\left(= \frac{a_w}{b_e s} \right)$ 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 $\left(= \frac{2}{3} d \right)$ [mm] σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度[N/mm²]

付 1.4.2.2. 骨格曲線評価

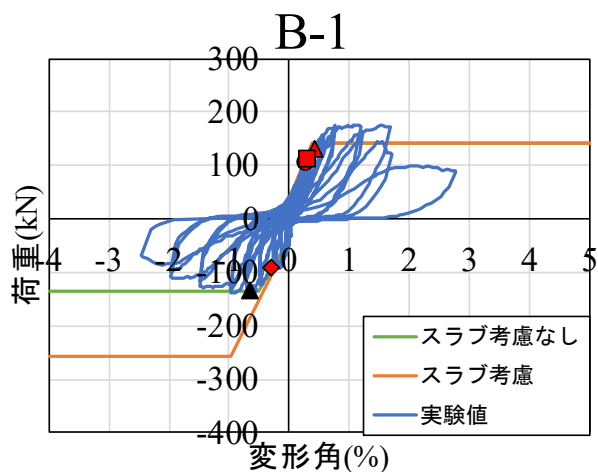
開口補強を行った壁梁の耐力を評価するうえで既往の評価式の精度について検討を行う。荷重変形関係の骨格曲線と実験値の比較を付図 1.4.2-1 に、算定値の精度を付表 1.4.2-1 に示す。なお試験体 B-1, B-2', B-3'を対象として検討を行う。なお、付 1.4.1 節で前述したように B-3'の負荷荷時の危険断面位置は 125mm スタブの内側に入り込んでいるものとして算定した。

実験値における最大耐力と算定強度を比較したとき、B-1 の負荷荷時以外に関しては各破壊モードにおいて安全側に評価できた。B-1 の負荷荷時のみ危険側に評価してしまった原因は、付 1.4.1 節で前述したように、試験体形状の関係で引張側となるスラブ筋が一部しか効いていなかった為であると考えられる。スラブ筋を考慮しない場合、安全側の評価となった。

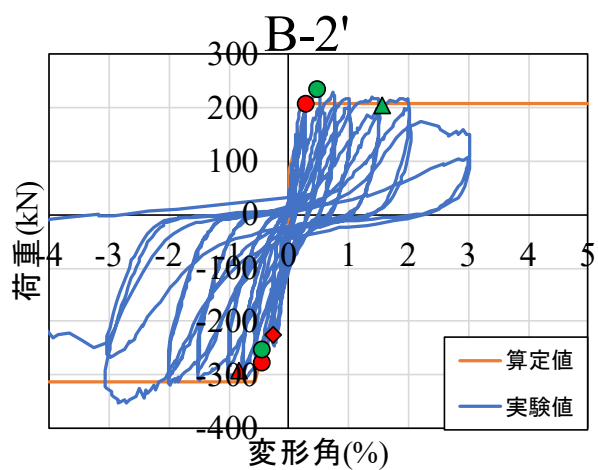
また補強後の試験体は補強前のものと比較して、算定値、実験値ともに剛性及び耐力の増大が確認されており十分な補強効果が得られた。

付表 1.4.2-1 算定値の精度

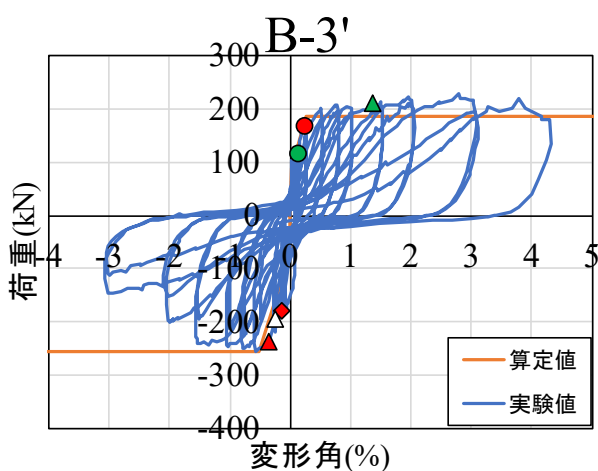
試験体	載荷方向	破壊モード	実験値	算定値		精度 (実験値/算定値)	せん断 余裕度
			最大耐力	曲げ終局強度	せん断終局強度		
			(kN)	(kN)	(kN)		
B-1	正	曲げ	177.00	142.40	166.96	1.24	1.17
	負	せん断	-139.60	-201.73	-256.16 (スラブ考慮)	0.54	1.27
					-133.81 (スラブ考慮なし)	1.04	0.66
B-2'	正	曲げ終局後せん断	233.30	207.45	416.69	1.12	2.01
	負	曲げ	-353.90	-311.40	-571.02	1.14	1.83
B-3'	正	曲げ終局後せん断	227.80	185.34	404.02	1.23	2.18
	負	曲げ終局後曲げ圧壊	-256.70	-255.34	-506.52	1.01	1.98



(a) B-1



(b) B-2'



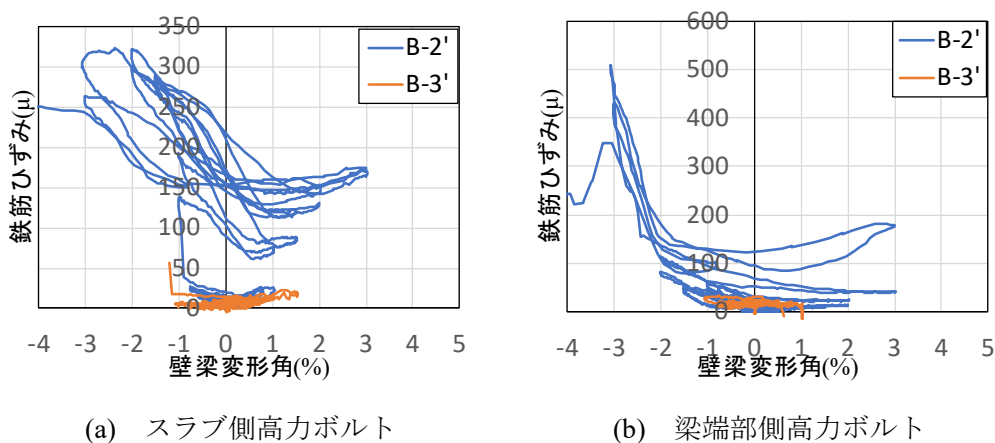
(b) B-3'

付図 1.4.2-1 荷重変形関係の骨格曲線と実験値の比較

付 1.4.3. B-2'と B-3'の正載荷時における靱性能に関する考察

危険断面位置から 50mm の通し筋 D16 のひずみ－変形角関係を付図 1.4.3-1 に示す。

付 1.3.5.2 節で前述したように正載荷側において試験体 B-3'の靱性能は B-2'と比較して高い。この原因は付 1.3.5.1 節に示すように B-2'において変形角 R=2.017%で補強部と既存部にひび割れが生じるとともに耐力低下が確認されたため、既存部と補強部のずれによるものであると考えた。さらには補強部と新設部を接合している通し筋のひずみは B-2'の方が大きな値を示しており、B-3'と比較して補強部と新設部が別々の挙動を示していると考えられる。



付図 1.4.3-1 高力ボルトのひずみ－変形角関係

付 1.4.4. 許容耐力時の損傷について

付 1.4.4.1. 許容耐力の算出方法

壁梁の長期許容曲げモーメントは下式により算定する。

$$M_{AL} = a_t \cdot f_t \cdot j \quad (\text{A1.4-25})$$

M_{AL} : 長期許容曲げモーメント(Nmm)

a_t : 引張鉄筋断面積(mm²)で引張縁から鉄筋重心位置までの鉄筋を引張鉄筋とした。

また引張側にスラブが取り付く場合、有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を考慮した。

f_t : 同上鉄筋の長期許容引張応力度(N/mm²)

j : 応力中心距離(mm)で 7/8d とすることができる。

d : 有効せい(mm)

壁梁の短期許容曲げモーメントは下式により算定する。

$$M_{AS} = a_t \cdot f_t \cdot j \quad (\text{A1.4-26})$$

M_{AS} : 短期許容曲げモーメント(Nmm)

a_t : 引張鉄筋断面積(mm²)で引張縁から鉄筋重心位置までの鉄筋を引張鉄筋とした。

また引張側にスラブが取り付く場合、有効範囲内(1m 幅)のスラブ筋を考慮した。

f_t : 同上鉄筋の短期許容引張応力度(N/mm²)

j : 応力中心距離(mm)で 7/8d とすることができる。

d : 有効せい(mm)

壁梁の長期許容せん断力は下式により算定する。

$$Q_{AL} = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s \quad (\text{A1.4-27})$$

Q_{AL} : 長期許容せん断力(N)

b : 壁梁の幅

j : 応力中心距離(mm)で 7/8d とすることができる。

α : せん断スパン比による割り増し係数で、次式による。

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qa} + 1} \text{かつ } 1 \leq \alpha \leq 2 \quad (\text{A1.4-28})$$

M : 最大曲げモーメント(Nmm)

Q : 最大せん断力(N)

d : 有効せい

f_s : コンクリートの長期許容せん断応力度(N/mm²)

壁梁の短期許容せん断力は下式により算定する。

$$Q_{AS} = b \cdot j \{ \alpha \cdot f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002) \} \quad (\text{A1.4-29})$$

b : 壁梁の幅

j : 応力中心距離(mm)で 7/8d とすることができる。

α : せん断スパン比による割り増し係数で、次式による。

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \text{かつ } 1 \leq \alpha \leq 2 \quad (\text{A1.4-30})$$

M：最大曲げモーメント(Nmm)

Q：最大せん断力(N)

d：有効せい

f_s ：コンクリートの長期許容せん断応力度(N/mm²)

wf_t ：せん断補強筋のせん断補強用短期許容引張応力度(N/mm²)

p_w ：せん断補強筋比(p_w の値は0.002を下回る場合は0.002とし、0.012を超える場合は0.012とする。)

付 1.4.4.2. 許容耐力時の損傷

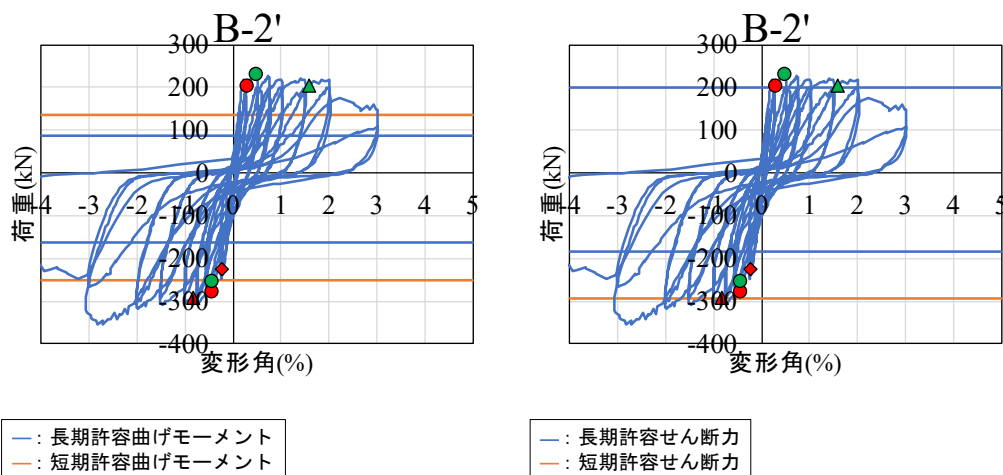
各試験体の許容耐力算出結果を付表 1.4.4.-1 に示す。

付表 1.4.4-1 各試験体の許容耐力算出結果

試験体名	荷重方向	長期許容曲げ耐力	短期許容曲げ耐力	長期許容せん断耐力	短期許容せん断耐力
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
B-2'	正	86.4	136.4	199.0	318.1
	負	-163.2	-251.3	-183.8	-294.2
B-3'	正	75.7	120.4	199.0	318.1
	負	-135.1	-207.9	-165.0	-266.0

(1) B-2'の許容耐力時の損傷

荷重－変形角関係と許容耐力を付図 1.4.4-1 に、許容耐力時のひび割れ状況を付表 1.4.4-2 に示す。長期許容耐力・短期許容耐力ともにせん断耐力に比べて曲げ耐力の方が小さい計算結果となった。曲げ許容耐力時のひび割れ状況を見ると、長期許容曲げ耐力に対する残留曲げひび割れ幅は 0.3mm 程度、短期許容曲げ耐力に対する残留曲げひび割れ幅は 0.35mm 程度となった。



(a) 曲げ許容耐力時

(b) せん断許容耐力時

付図 1.4.4-1 荷重－変形角関係と許容耐力

付表 1.4.4-2 許容耐力時のひび割れ状況

(a) 曲げ許容耐力時

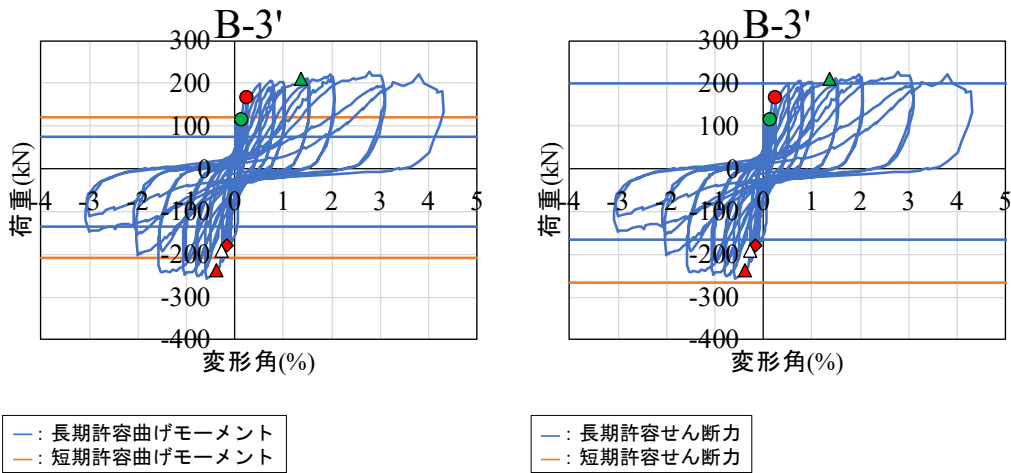
(b) せん断許容耐力時

	長期許容耐力時		短期許容耐力時	
	正	負	正	負
荷重(kN)	86.4	-163.2	136.4	-251.3
変形角(%)	0.060	-0.12	0.107	-0.397
残留曲げひび割れ幅(mm)	0.25	0.3	0.35	0.3
残留せん断ひび割れ幅(mm)	0.05	0	0.05	0.05

	長期許容耐力時		短期許容耐力時	
	正	負	正	負
荷重(kN)	199	-183.8	-	-294.2
変形角(%)	0.187	-0.143	-	-0.647
残留曲げひび割れ幅(mm)	0.35	0.3	-	0.7
残留せん断ひび割れ幅(mm)	0.1	0	-	0.5

(2) B-3'の許容耐力時の損傷

荷重－変形角関係と許容耐力を付図 1.4.4-2 に、許容耐力時の鉄筋降伏状況を付表 1.4.4-3 に示す。長期許容耐力・短期許容耐力ともにせん断耐力に比べて曲げ耐力の方が小さい計算結果となった。曲げ許容耐力時のひび割れ状況を見ると、長期許容曲げ耐力に対する残留曲げひび割れ幅は 0mm であり、短期許容曲げ耐力に対する残留曲げひび割れ幅は 0.3mm 程度となったことから、B-2'に比べて損傷制御性能が高かった。また、引張側となる鉄筋の降伏時点の変形角は、正側では $R=0.117\%$ 、負側では $R=-0.157\%$ であり、短期曲げ許容耐力到達時の変形角とおおよそ対応している。



(a) 曲げ許容耐力時

(b) せん断許容耐力時

付図 1.4.4-2 荷重－変形角関係と許容耐力

付表 1.4.4-2 許容耐力時のひび割れ状況

(a) 曲げ許容耐力時

(b) せん断許容耐力時

	長期許容耐力時		短期許容耐力時	
	正	負	正	負
荷重(kN)	75.7	-135.1	120.4	-207.9
変形角(%)	0.017	-0.040	0.117	-0.220
残留曲げひび割れ幅(mm)	0	0	0.3	0.05
残留せん断ひび割れ幅(mm)	0	0	0	0

	長期許容耐力時		短期許容耐力時	
	正	負	正	負
荷重(kN)	199.0	-165.0	-	-
変形角(%)	0.513	-0.040	-	-
残留曲げひび割れ幅(mm)	2.5	0	-	-
残留せん断ひび割れ幅(mm)	0.2	0	-	-

付 1.5. まとめ

新設開口設置に伴い補強を行った壁梁実験により得られた知見を以下に示す。

- ・ 梁補強を行うことで剛性及び耐力の増大が確認され十分な補強効果が得られた。
- ・ 梁補強を行う場合に、U字型にコンクリートを増し打ちした B-3'の方が既存部と補強部のずれが少なく、スラブが引張側となる負側の方向で特に靱性能がより高くなることが確認された。
- ・ 荷重変形関係の骨格曲線は既往の評価式により概ね算定可能であった。
- ・ B-2'と B-3'の負荷荷時の破壊モード及び耐力の違いは B-3'の危険断面位置がスタブ内に入り込むことで危険断面位置に作用するモーメントに大きな差が発生してしまっただことによるものと推察した。

参考文献

- [A1-1] 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算基準・解説，2015
- [A1-2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018.12
- [A1-3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- [A1-4] 国土技術政策総合研究所，建築研究所監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020.10