

論文 SUS 埋設型枠を用いたハーフプレキャスト工法による壁高欄の静的 載荷実験

山本 章生*1・藤倉 修一*2・篠田 佳男*3・新田 裕之*4

要旨：SUS 鉄筋を補強筋とした埋設型枠を用いたハーフプレキャスト工法による壁高欄を開発し、その耐荷性能を評価するために、静的載荷実験を実施した。その結果、既存の RC 壁高欄および SUS 埋設型枠を有する壁高欄において、SS 種設計荷重を超える耐荷性能を確認するとともに、終局荷重時にいたるまで、地覆基部の閉合型定着鉄筋を有する継手構造による壁高欄と床版の一体性が確認された。また、SUS 埋設型枠を有する壁高欄は、既存の RC 壁高欄と比べて曲げ剛性が高く、最大耐力も大きかった。さらに、埋設型枠内部の SUS 鉄筋によるひび割れ抑制効果も確認された。

キーワード：壁高欄、重ね継手、静的載荷実験、埋設型枠、ハーフプレキャスト工法

1. はじめに

近年、高速道路の大規模更新工事が行われる中で、壁高欄においては施工の急速化および高い耐久性が求められている。筆者らは、ステンレス鉄筋を補強筋として使用し、水セメント比 30% 以下の高強度モルタルで製作した高耐久性埋設型枠（以下 SUS 埋設型枠）に着目した実験を行った。この実験により、SUS 埋設型枠は通常の埋設型枠と比べて高いじん性や耐荷性能を有することを示している¹⁾²⁾。この SUS 埋設型枠を壁高欄に使用することで脱型が不要となり、埋設型枠と鉄筋をユニット化することにより作業スペースの省略および施工の急速化が可能になる。また、高強度モルタルを使用した SUS 埋設型枠を壁高欄表面に設置することで、表面からの塩分の浸透抑制や中性化深さを大幅に低減できるため、内部鉄筋の腐食を抑えることができる。さらに SUS 鉄筋を補強筋として用いることで、埋設型枠が引張力のある程度負担するため、ひび割れの抑制や耐荷性能の向上が期待できる。

本論文では、この SUS 埋設型枠に壁高欄の内部鉄筋を取り付けた型枠ユニットを工場で作成し、現場において型枠ユニット内側にコンクリートを打込むことによって、床版と壁高欄を一体化させるハーフプレキャスト工法を提案する。フルプレキャストによる壁高欄工法も存在する³⁾⁴⁾が、フルプレキャスト壁高欄と比較して、本工法で用いる型枠ユニットは軽量であるため、輸送時のコスト縮減や現場における設置作業が容易になるといった施工性の大幅な向上も期待できる。

そこで、本研究では、施工性を考慮した床版からの閉合型定着鉄筋を有する継手構造を開発し、構造的な妥当

性を確認することを目的として、SUS 埋設型枠を用いたハーフプレキャスト工法による壁高欄に対して静的載荷実験を実施した。通常、静的載荷実験後に壁高欄の安全性を評価するために衝突実験が行われる。

2. ハーフプレキャスト工法による壁高欄の概要

2.1 壁高欄の種別および要求性能

壁高欄は、道路の区分、設計速度、設置区間によって種別が設けられており、それぞれの種別に応じた要求性能が NEXCO 設計要領第 5 集⁵⁾に定められている。例えば、SS 種、SA 種、SB 種などがあり、今回の実験に用いた壁高欄は、車両用防護柵として最も要求性能が高い SS 種を対象とした。

壁高欄の設計荷重は風荷重、衝突荷重を考慮すること⁵⁾と規定されている。ここでは後者の設計荷重に対して、SS 種壁高欄に対応する衝突荷重 138kN を試験体の天端に載荷することとした。なお、衝突荷重は、フロリダ型の壁高欄に重量 245kN の車輛が衝突した際の車輛が持つ壁高欄直角方向の運動エネルギーを荷重に換算したものである。また、終局荷重は地覆基部の引張側主鉄筋がすべて降伏し、曲げ引張破壊に至る荷重とした。

2.2 構造概要

ハーフプレキャスト工法による壁高欄の構造概要を図-1 に示す。従来の壁高欄は、現場で鉄筋を組んで製作するが、ハーフプレキャスト工法では、SUS 埋設型枠を内部支保工で固定する。そして、壁高欄の内部に主鉄筋および配力筋を取り付けた型枠ユニットを工場で作成し、現場に搬入するため、現場で鉄筋を組む必要がない。

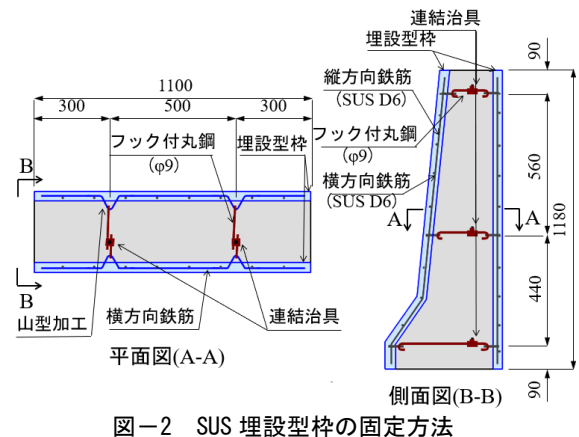
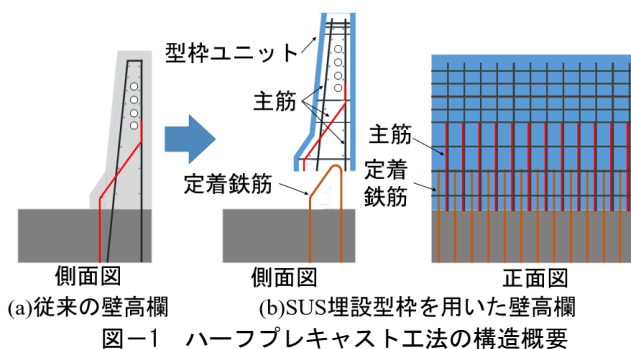
SUS 埋設型枠の固定方法を図-2 に示す。内部支保工

*1 宇都宮大学 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 (学生会員)

*2 宇都宮大学 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 教授 Ph.D. (正会員)

*3 日本コンクリート技術 (株) 博士 (工学) (フェロー会員)

*4 東栄コンクリート工業 (株) 博士 (工学) (正会員)



はコンクリート打込み時における側圧を負担するもので、横方向鉄筋に山型の加工を施して埋設型枠から突出させた部位同士をフック付丸鋼(φ9mm)で連結する構造とした。ここで、フック付鋼材の連結は、長さ調節機構を有する治具を用いて行った。内部支保工の配置間隔は水平方向に2箇所、垂直方向に3箇所とした。このように、内部支保工は対面する埋設型枠と直接連結する構造のため、内部コンクリートを拘束する効果が期待できる。

また、従来の壁高欄では、壁高欄の主鉄筋を床版に埋め込んでいるが、本構造における床版と壁高欄の接合部では、床版に埋め込み突出させた閉合型の定着鉄筋と型枠ユニット内部の主鉄筋による重ね継手構造となっている。

定着鉄筋の定着長は、コンクリート標準示方書 2022 年版設計編⁹⁾の基本定着長の項(解説)に示された式(1)に基づき設計した。なお、定着鉄筋は閉合型であるためフックと見なすこともできるが、安全側に 10φ の定着長の低減は適用していない。

$$l_o = \frac{\left(\frac{f_{yd}}{1.25\sqrt{f'_{cd}}} - 13.3 \right) \phi}{0.318 + 0.795 \left(\frac{c}{\phi} + \frac{15A_t}{s\phi} \right)} \quad (1)$$

ここで、 l_o は横方向鉄筋で補強されている場合の必要定着長、 f_{yd} は鉄筋の設計引張降伏強度、 f'_{cd} はコンクリートの設計圧縮強度、 ϕ は鉄筋の直径、 c は鉄筋の下側のかぶりと定着する鉄筋のあきの半分のうち小さい方、 A_t は横方向鉄筋の断面積、 s は横方向鉄筋の中心間隔である。試験体ケースについては後述するが、式(1)より Case2 では $l_o=270\text{mm}$ 、Case3 では $l_o=320\text{mm}$ となることから、定着長を 320mm で統一した。なお、式(1)における設計強度の代わりに想定強度を用い、鉄筋は SD345 で降伏強度に 380N/mm²、コンクリートは呼び強度 24 で圧縮強度に 34N/mm²を用いた。背面側の定着鉄筋については、地覆基部を照査断面として、背面側からの風荷重に対して引張力を負担し、前面側からの車両の衝突荷重で生じる終

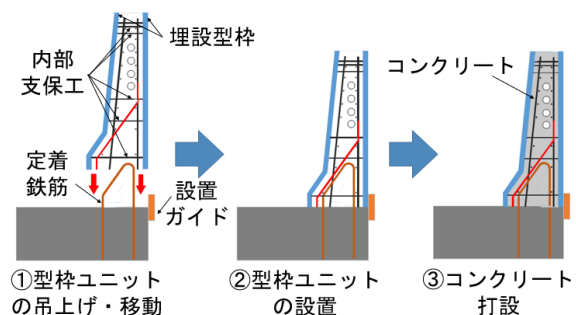


図-3 ハーフプレキャスト工法の施工手順

局時の曲げモーメントに対しても、引張力を負担し降伏している。

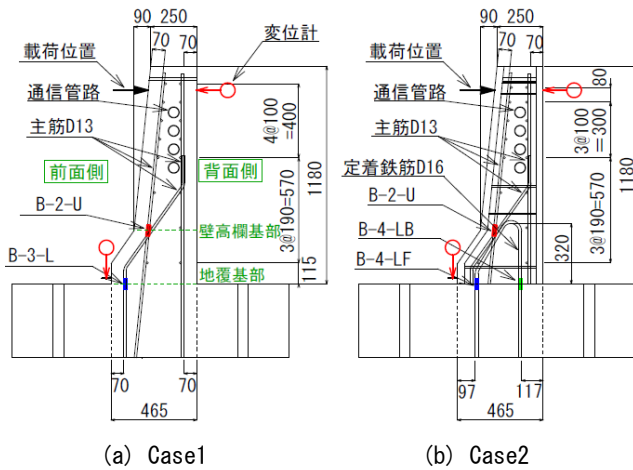
2.3 施工方法

ハーフプレキャスト工法の施工手順を図-3 に示す。まず、定着鉄筋を埋め込んだ床版に、型枠ユニット設置用のガイドを取り付ける。その後、工場で製作した型枠ユニットを現場に運搬し、設置ガイドを利用して所定の位置に型枠ユニットを設置する。最後に、型枠ユニット内側にコンクリートを打込み、床版と壁高欄との一体化を図る。また、一般的に壁高欄内部には通信ケーブル等の管路が埋設されるが、本工法では予め最大 4 条の通信管路 (VE54) を型枠ユニットに取り付けることができ、施工の合理化が期待できる。

3. 実験概要

3.1 試験体諸元

図-4 に壁高欄試験体の寸法および配筋、試験体の製作状況を写真-1 に示す。なお、図-4 には、照査断面である地覆基部と壁高欄基部位置、変位計測位置および鉄筋ひずみ計測位置も併せて示す。Case1 は一般的な RC 構造の壁高欄試験体である。Case2 および Case3 は、提案構造である SUS 埋設型枠を用いた壁高欄試験体であり、Case3 は壁高欄における端部 1m の範囲を想定した試験体である。壁高欄の端部は、中間部よりも構造的に弱いために、Case3 の主鉄筋には Case2 よりも 1 ランク上の



(a) Case1 (b) Case2

図-4 壁高欄試験体概要

表-1 コンクリートの材料特性

種類	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (N/mm ²)
case1	33.8	2.6	---	2.6×10 ⁴
case2	33.9	3.0	---	2.8×10 ⁴
case3	36.7	3.2	---	2.7×10 ⁴
高強度モルタル	74.5	---	9.54	---

鉄筋径を用いることになっている。寸法については、すべての試験体に共通で、地覆基部からの壁高欄高さ1180mm、横方向の長さ1100mm、壁高欄の厚さは地覆基部で465mm、壁高欄基部で340mm、天端部で250mmである。主鉄筋の配筋間隔は125mm、横方向鉄筋は、床版上面から高さ685mmまでは190mm間隔、高さ685mm以降は100mm間隔となっている。主鉄筋径はCase1、Case2ではD13、Case3ではD16である。定着鉄筋径はCase2がD16、Case3がD19で、定着鉄筋の配筋間隔はCase2、Case3ともに125mmでCase1と同一とした。また、実構造物と同じく4条の外径60mm通信管路(VE54)を地覆基部から630mm~930mmの高さに埋設している。

Case2およびCase3に使用した埋設型枠の厚さは38mmで、型枠内のSUS鉄筋については、縦方向に125mm間隔、横方向に120mm間隔で配筋した。後打ちコンクリートと埋設型枠の一体性を図り、施工時には内部支保工を取り付けるために、横方向のSUS鉄筋には、山型の加工を行いその部分を型枠から突出させている。さらに、後打ちコンクリートとの付着性を高めるために、埋設型枠の内側および床版上面に目粗し処理を行った。

3.2 使用材料および特性

本実験で使用したコンクリートの材料特性を表-1、SUS鉄筋および鉄筋の材料特性を表-2に示す。埋設型枠の使用材料は高強度モルタルおよびSUS鉄筋である。

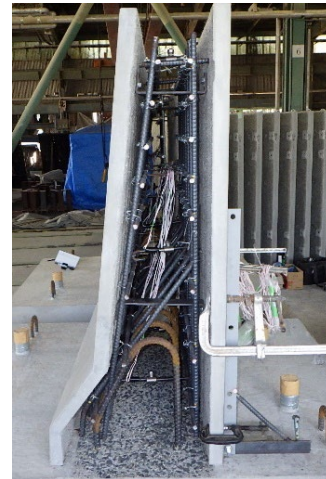


写真-1 試験体の製作状況 (Case2)

表-2 SUS鉄筋および鉄筋の材料特性

種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
SUS鉄筋 D6	555	702
鉄筋 D13	390	580
鉄筋 D16	388	593
鉄筋 D19	395	580

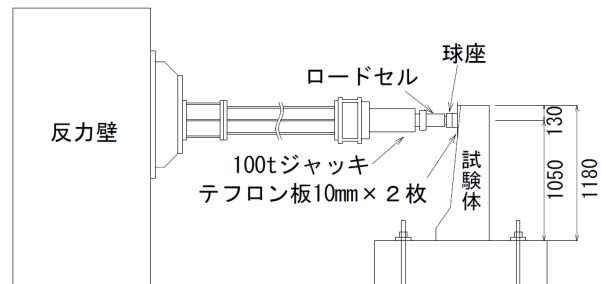


図-5 静的荷重実験状況

SUS鉄筋には鋼種SUS304のD6異形鉄筋を使用している。

3.3 荷重実験方法および計測項目

静的荷重実験状況を図-5に示す。地覆基部から1050mmの高さにジャッキを取り付け、静的に荷重を行った。ジャッキの先端にロードセルを設置し、試験体の変形に伴って試験体が傾くため、ロードセルと試験体の間には球座とテフロン板を配置した。

荷重サイクルを図-6に示す。荷重サイクルについては、SB種、SA種、SS種で想定される衝突荷重を用いた繰返し荷重とした。計測項目は、図-4に示したように、荷重高さにおける背面中央の水平変位、地覆基部の開き変位および鉄筋ひずみである。鉄筋ひずみに関しては、照査断面である地覆基部と壁高欄基部の高さで鉄筋ひずみを計測し、試験体正面の両端部と中央部の3断面で計

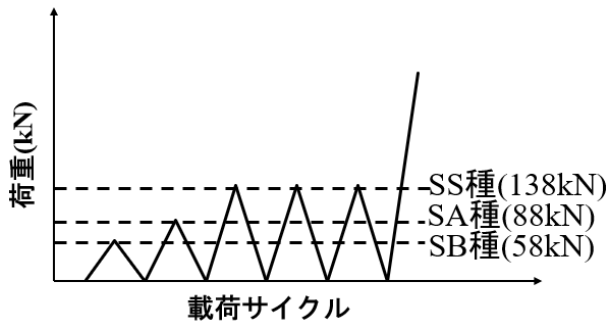


図-6 载荷サイクル

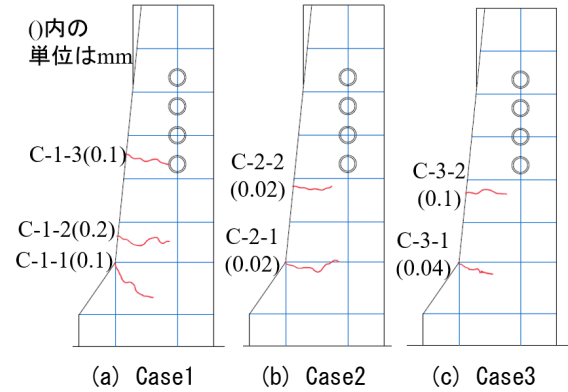


図-7 SS種設計荷重(138kN)時のひび割れ図

測した。なお、Case2 と Case3 にはひび割れ発生荷重を測定するために、壁高欄引張側の埋設型枠にコンクリートゲージを貼付した。

4. 壁高欄実験結果

4.1 破壊経過

Case1 から Case3 における SS 種の設計荷重である 138kN 時のひび割れ図をひび割れ幅とともに図-7 に、終局時の Case1 および Case2 における損傷状況を写真-2 に示す。

Case1 の初期ひび割れは、65kN の時に図-7(a) の C-1-2 位置に発生し、ひび割れ幅は 0.2mm であった。その後、97kN で地覆基部に開きが発生した。ひずみを計測した地覆基部と壁高欄基部位置で降伏ひずみに達しなかったが、図-7(a) の C-1-3 位置のひび割れ幅は 138kN で 0.1mm、182kN では 0.85mm であったことから、138kN から 182kN の間で地覆基部の支配断面ではなく、断面が変化している最下段の通信管路高さ付近で鉄筋が降伏したと推測される。その後、写真-2(a) に示すように斜め方向にひび割れが進展し、187kN でせん断破壊し、変位 40mm で載荷を終了した。

Case2 に関しては、初期ひび割れは、80kN の時に図-7(b) の C-2-1 位置に発生し、ひび割れ幅は 0.02mm であった。その後、127kN で地覆基部に開きが発生し、189kN に定着鉄筋の基部が降伏し始め、221kN に計測した全ての前面側の定着鉄筋基部が降伏した。その後、Case1 と同じく写真-2(b) に示すように斜め方向にひび割れが進展して、265kN でせん断破壊し、変位 30mm で載荷を終了した。Case3 については、Case2 よりも主鉄筋径が大きいため、それぞれの荷重は大きめであったが、Case2 と同様の挙動であった。

このように、全ての試験体で、まず、初期ひび割れが壁高欄基部付近に発生した後、通信管路の高さ付近に発生した曲げひび割れが徐々に通信管路まで伸び、このひび割れが斜め方向に進展したことでせん断破壊した。

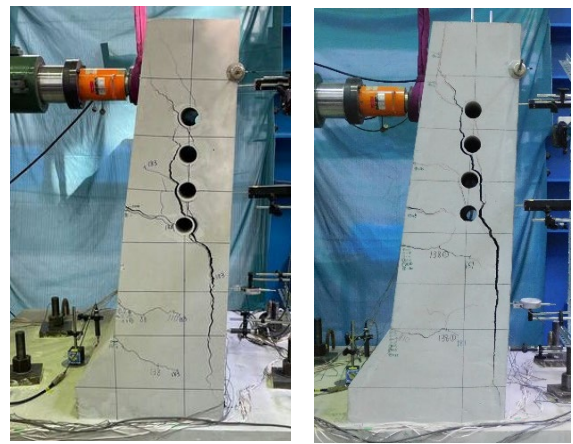
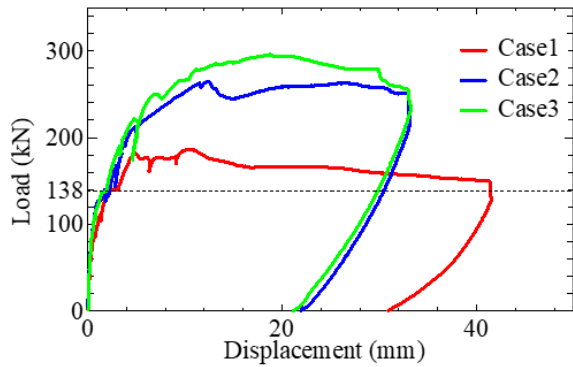


写真-2 終局時の損傷状況

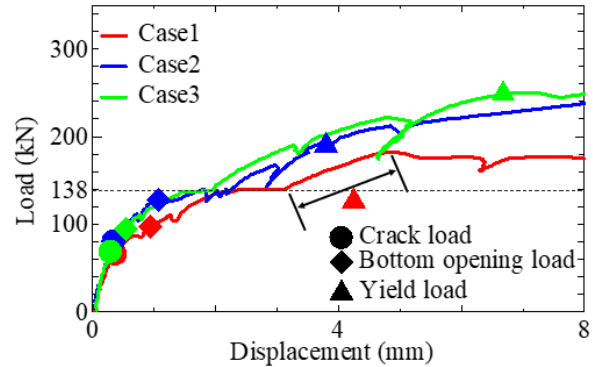
また、図-7 に示すように、SS 種設計荷重時の各試験体では、Case1 においてひび割れ本数が 1 本多いものの、ほぼ同様の位置にひび割れが発生した。壁高欄基部のひび割れ幅は Case1 が 0.1mm、Case2 が 0.02mm、Case3 が 0.04mm であり、通信管路付近のひび割れ幅は Case1 が 0.1mm、Case2 が 0.02mm、Case3 が 0.1mm と、SUS 埋設型枠を有する試験体のほうがひび割れ幅は小さい傾向であった。これは埋設型枠内部の SUS 鉄筋が、引張応力を負担することで、ひび割れが抑制されたと考えられる。

4.2 荷重—変位関係

荷重—変位関係を図-8 に示す。図-8(a) は Case1 から Case3 における全体図、図-8(b) は変位 0~8mm までの関係を示したものである。赤線が Case1、青線が Case2、緑線が Case3 の結果、点線で SS 種設計荷重である 138kN を示す。図-8(b) にはひび割れ発生荷重、地覆基部に開きが発生した時の荷重、初めに鉄筋が降伏した荷重も併せて示す。なお、繰返し載荷を行っているが、除荷履歴は除いている。表-3 には、実験によって得られたひび割れ発生荷重および曲げ降伏荷重を計算値とともに、最大荷重については実験値を示す。曲げ降伏荷重は計測されたひずみが降伏ひずみ 1900×10^{-6} に達した時として、



(a) 荷重-変位関係 (全体図)



(b) 荷重-変位関係 (変位 0~8mm)

図-8 荷重-変位関係

表-3 計算値と実験値との比較

種類	ひび割れ発生荷重(kN)		曲げ降伏荷重(kN)		最大荷重(kN)
	実験	計算	実験	計算	
case1	65	78	138~182*	158	187
case2	80	84	189~221	204	265
case3	68	89	254~290	291	296

*: ひび割れ観測から推測した荷重範囲

Case2, Case3 では、いずれかの定着鉄筋の基部が降伏してから、全ての前面側の定着鉄筋が降伏ひずみに達するまでの荷重を示している。前述したように、Case1 の計測位置では鉄筋の降伏は確認できなかったが、ひび割れ観測から、降伏した可能性がある荷重範囲を示している。

図-8(a), (b)に示すように、全ての試験体でSS種設計荷重を超える耐荷性能を示し、SS種設計荷重において鉄筋降伏に至っていない。図-8(b)より、ひび割れ発生後の剛性は、Case1 に比べて Case2 および Case3 の方が高い。これは、埋設型枠内に配置した SUS 鉄筋が引張応力を負担したためであると考えられる。また、最大荷重については Case2 が Case1 よりも 80kN 程度大きい。これは前面側と背面側の埋設型枠を繋ぐ内部支保工による拘束効果および、内部支保工が結果としてせん断補強筋として機能したためであると考えられる。また、Case3 の定着鉄筋は D19 に対して Case2 では D16 であるため、Case3 は Case2 と比較して、最大荷重が 30kN 程度大きかった。

この結果から、一般的な RC 構造である Case1 と同様に、SUS 埋設型枠を用いた Case2 および Case3 においても、ひび割れは発生するものの主鉄筋は降伏せず、SS 種設計荷重を満足する耐荷性能が確認された。また、SUS 埋設型枠を有する壁高欄の内部支保工がせん断力に抵抗し、一般的な RC 構造よりも最大荷重が大きくなった。

4.3 鉄筋ひずみ

図-9(a), (b)にそれぞれ Case1, Case2 の鉄筋ひずみを中央部について示す。鉄筋ひずみの計測位置を色別で図-4 に示したが、それぞれ図-9 のグラフの色に対応している。黒線は RC 断面での計算値である。

Case1 では、97kN において地覆基部で開きが生じるのに伴い、同じ高さで計測した B-3-L のひずみが大きく増加した。その後、138kN で壁高欄基部のひび割れ発生に伴い、同じ高さ位置の B-2-U のひずみが大きく増加している。さらに、荷重とともに、どちらのひずみも増加したが、計測した位置での降伏は確認できずに载荷を終了した。これは、前述したように、照査断面である地覆基部と壁高欄基部ではなく、断面が変化している最下段の通信管路高さ付近で鉄筋が降伏したためと考えられる。

Case2 では、80kN で壁高欄基部にひび割れが発生するのに伴い、同じ高さで計測した B-2-U のひずみが大きく増加した。その後 127kN で地覆基部が開くのに伴い、同じ高さ位置の B-4-LF のひずみが大きく増加した。さらに、荷重の増加とともにどちらのひずみも増加し、約 210kN で B-4-LF と B-2-U がともに降伏ひずみに達した。B-4-LB は背面側に位置するために、125kN まで圧縮力を受けていたが、地覆基部の開きに伴い、引張力が作用し、216kN で前面側の B-4-LF が降伏した後に、ひずみが大きく増加した。終局時に曲げ破壊を想定して背面側の定着鉄筋も降伏すると仮定したが、最終的にはせん断破壊したため、降伏まで至らなかったものの、最大で約 1760×10^{-6} の降伏に近いひずみとなっており、背面側の定着鉄筋の引張寄与が確認された。

これらのことから、SUS 埋設型枠を用いた Case2 において、載荷点に作用した荷重は壁高欄の主鉄筋に伝わり、重ね継手を介して閉合型定着鉄筋に引張力が伝達していることが確認された。以上から、SS 種設計荷重から終局状態にいたるまで、本提案工法の接合構造における壁高欄と床版との一体性が確認できた。

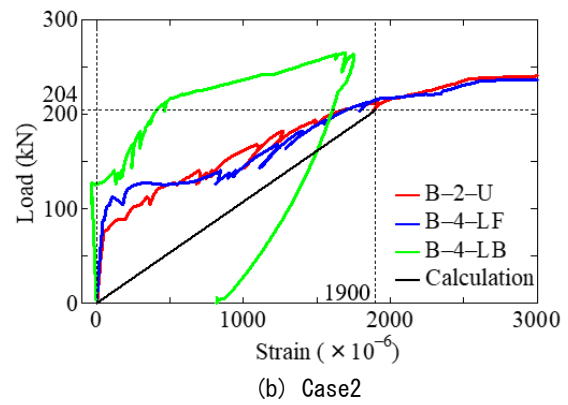
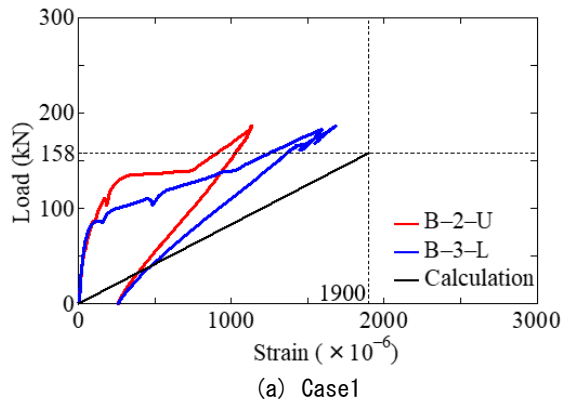


図-9 主鉄筋のひずみ

4.4 各種荷重の実験値と計算値の比較

各荷重における実験と計算結果を表-3 に比較した。ひび割れ発生荷重の計算値は、初期ひび割れが発生した断面、つまり、Case1 では地覆基部からの高さ 390mm, Case2 および Case3 では壁高欄基部において、全断面有効における下縁の引張応力が、コンクリートの引張強度に達した時とした。曲げ降伏荷重の計算値は、降伏が確認された断面、つまり、Case1 では最下段の通信管路中心高さ、Case2 および Case3 では地覆基部において、最外縁の鉄筋が降伏ひずみ 1900×10^{-6} に達した時として算出した。なお、Case2, Case3 の SUS 埋設型枠については、後打ちコンクリートと同じ材料特性を用いて計算した。

表-3 より、ひび割れ発生荷重は、埋設型枠の有無にかかわらず計算値が実験値に比べて 5~30%程度大きかった。曲げ降伏荷重については、Case1 では降伏したと予想される荷重の範囲に計算値が入っており、Case2, Case3 に関しても、計算値は実験結果に近い。また、壁高欄にせん断補強筋がなく、丸鋼を連結治具で固定した内部支保工のせん断耐力への寄与については評価が難しい。そこで、斜めひび割れ発生時のコンクリート負担分のせん断耐力 (V_c)⁸⁾を算定すると、Case1~3 について、それぞれ 163, 163, 193kN であり、曲げ降伏耐力と同程度またはそれよりも小さいが、実験では曲げ降伏後にせん断破壊が生じている。これについては、ディーブビームに近い形状であること、特に Case2 および Case3 では内部支保工による拘束効果および内部支保工が結果としてせん断補強筋として機能したため、最大荷重が V_c よりも大幅に大きかったと考えられる。

5. まとめ

本研究では、従来の RC 壁高欄に対して SUS 埋設型枠を用いたハーフプレキャスト工法を提案した。この工法で製作した試験体に静的載荷実験を実施し、提案する接合構造の一体性、耐荷性能および埋設型枠の有無によるひび割れへの影響について検証した。本研究より得られ

た知見を以下に示す。

- (1) RC 壁高欄および SUS 埋設型枠を有する壁高欄において、SS 種設計荷重を超える耐荷性能を確認した。
- (2) SUS 埋設型枠を有する壁高欄は、既存の RC 壁高欄と比べて曲げ剛性が大きく、最大耐力も向上した。
- (3) SUS 埋設型枠を有する壁高欄では既存の RC 壁高欄に比べて、SS 種設計荷重載荷時のひび割れ幅が小さく、SUS 鉄筋によるひび割れ抑制効果が確認された。
- (4) SS 種設計荷重時から終局状態において、閉合型定着鉄筋を有する継手構造による壁高欄と床版との一体性が確認された。

参考文献

- 1) 藤倉修一, 小島侑城, NEGYEN MINH HAI, 河野一徳: SUS 鉄筋補強埋設型枠を有する柱を想定した梁部材の耐荷性能実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, 2019
- 2) 河野一徳, 篠田佳男, 安同祥, 清宮理: ステンレス鉄筋を補強材とした PCa 埋設型枠の開発, 土木学会第 66 回年次学術講演会, V-458, pp.915-916, 2011.9
- 3) 石原陽介, 田嶋仁志, 睦好宏史, 牧剛史: 急速施工を目的とした既設 RC 床版と更新用プレキャスト壁高欄との接合工法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, 2018
- 4) 藤岡泰輔, 内堀裕之, 三加崇, 永元直樹: 拡張鉄筋を接合構造に用いたプレキャスト壁高欄の開発, 三井住友建設技術研究開発報告編(16), pp.35-43, 2018
- 5) NEXCO 設計要領第 5 集 防護柵編, 2-2, 2016
- 6) 土木学会: コンクリート標準示方書【設計編】, 2022
- 7) NEXCO 設計要領第 2 集 橋梁建設編, pp.6-118-6-120, 2017
- 8) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第 372 号, V-5, pp.167-176, 1986.8