

せん断補強鉄筋埋込工法（あと施工）による 東京港第二航路海底トンネルの側壁補強

奥平幸男¹・岩下正美²・小林亨³・清宮理⁴

¹東京都港湾局 東京港建設事務所 港湾整備課（〒108-0075 東京都港区港南3-9-56）

²株式会社フジタ 首都圏土木支店（〒151-0051 東京都渋谷区千駄ヶ谷5-23-15）

³正会員 日本シビックコンサルタント(株) 技術本部（〒116-0013 東京都荒川区西日暮里2-26-2）

⁴フェロー会員 工博 早稲田大学理工学部教授（〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1）

東京都は、東京港第二航路海底トンネルについて、臨海トンネルとの接続を契機として、防火や耐震対策を目的とした改良工事を実施してきた。耐震補強に関しては、補強効果や施工条件等を総合的に勘案し、既設構造物のあと施工によるせん断補強鉄筋埋込工法を考案するとともに、室内試験によりその補強効果を確認して、国内で初めて実施工に適用した。この方法は、構造物の従来形状を変化させることなく確実なせん断補強効果を得ることができるため、今後の需要が見込まれる新技術である。本論文は、東京都港湾局が同工法における補強効果を確認するために行った室内せん断実験の概要と結果、設計条件と施工基準設定の考え方および適用工事に関する施工結果と考察を述べるものである。

キーワード：耐震補強, せん断補強鉄筋埋込工法, あと施工, 連続壁

1. はじめに

東京都は、沈埋トンネルに隣接する陸上トンネル側壁部や擁壁部を対象とした既設構造物の耐震補強という前例がない対策工に関し、「東京港第二航路トンネル耐震検討委員会（委員長；清宮教授）」を設置し、種々の内容について審議してきた。せん断耐力の増加方法については、鋼板や繊維などによる巻き立てや部材の増厚が一般的である。しかし、補強対象構造物がトンネル構造等であること、内空断面の縮小は制限を受けること等を考慮すると、一般工法の適用が最善であるとはいえない。委員会は、これらの課題を解決する手段として、異形鉄筋を対象部材に埋込むことでせん断補強とする新たな方法を考案した。東京都港湾局は、国内初となる実施工適用に際し、はり供試体を用いた室内実験により補強効果を確認し、設計条件と施工基準設定の考え方を示した。

2. はり供試体を用いた室内せん断実験

(1) 実験概要

図-1に示すように、壁部材に対して壁内面から穿孔

を行い、異形鉄筋をせん断補強筋として挿入し充填材により定着させることで、せん断補強としての有効性をはりの室内せん断実験により確認したものである。

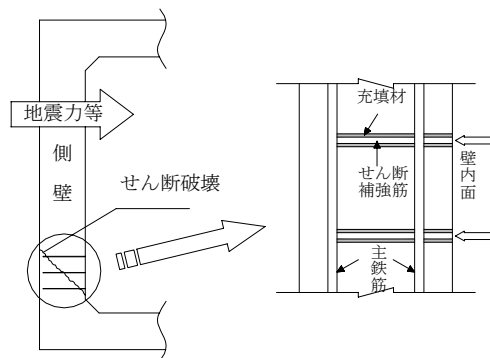


図-1 あと施工せん断補強概念図

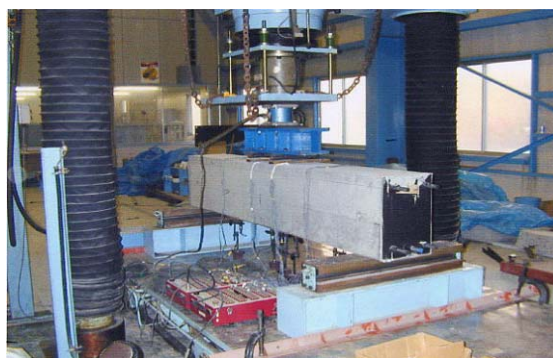


写真-1 室内せん断実験概要

本実験では、写真-1に示すように、RC単純ばりを用いて2点支持2点静的載荷を行い、あと施工せん断補強の効果および従来のスターラップによる前施工せん断補強とのせん断耐力の比較を行った。^{1),2)}

(2) 実験ケース

せん断実験を行う前提として、供試体の寸法および載荷位置がせん断破壊の条件下となっている必要がある。一般には、せん断破壊の影響を受けやすいのはせん断スパン比 a/d が2.0以下であるといわれている。しかし、 a/d が小さくなるとアーチアクションが作用し、せん断耐力が大きくなることも考えられる。そこで、既往の経験式とせん断補強筋を用いない供試体による予備実験からせん断破壊性状を的確に得られるせん断スパン比 a/d を2.25と設定した。本実験ケースを表-1に示す。

表-1 実験ケース

試験 No.	せん断 スパン 比 a/d	補強方法		補強 ピッチ (mm)
		せん断補強筋	充填材	
No.3	2.25	せん断補強筋無し	—	—
No.4		あと施工 (異形鉄筋D10)	樹脂系 アンカー材	175
No.5				200
No.6				300
No.7			モルタル系 アンカー材	175
No.8				200
No.9				300
No.10		前施工 (異形鉄筋D10)		175
No.11				200
No.12				300

実験は、せん断補強筋を用いない供試体、あと施工によるせん断補強供試体、従来のスターラップによる前施工せん断補強供試体の3種類とした。また、補強筋をあと施工で配置する場合、コンクリートとの付着が十分に確保されている必要がある。そこで、樹脂系およびモルタル系の2種類の充填材による比較も行った。せん断補強のピッチは175mm, 200mm, 300mmの3種類とした。

(3) 供試体概要

実験に用いた供試体概要図（例：供試体No. 4）

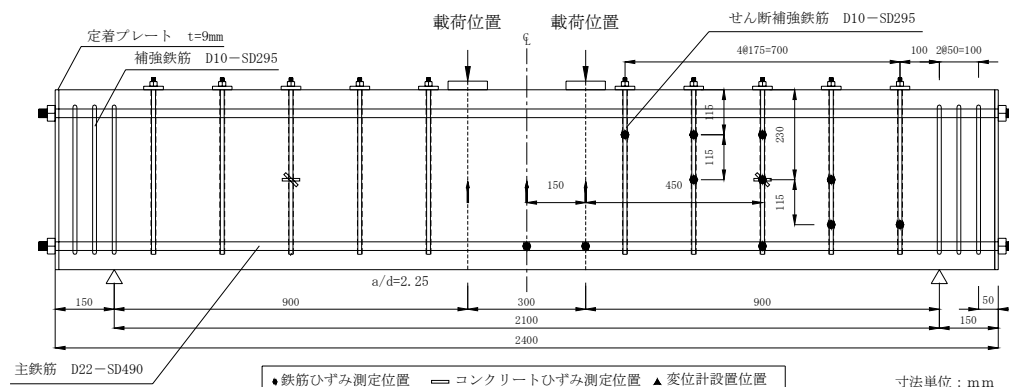
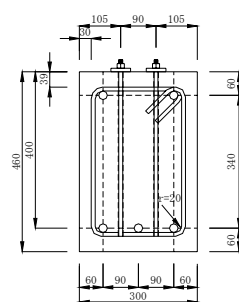


図-2 供試体概要および計測位置（例：供試体No. 4）

を図-2に示す。使用材料については、表-2に示すように、コンクリートの一軸圧縮強度は平均31.3N/mm²であった。また、せん断補強鉄筋はSD295を用い、降伏点応力は平均370N/mm²であった。載荷方法は、二点支持、二点載荷とした。前施工せん断補強供試体については、通常のせん断補強と同様に、コンクリート打設時にスターラップをせん断補強筋として配置し、支点より外側は定着プレートおよびスターラップ補強鉄筋を用いて端部補強を行った。また、計測項目は鉄筋ひずみ、コンクリートひずみ、ひび割れ発生状況、載荷荷重および供試体の変位とした。

表-2 コンクリートの材料特性

単位体積質量 ρ (kN/m ³)	23.1
平均圧縮強度 σ (N/mm ²)	31.3
平均弾性係数 E (N/mm ²)	2.57E+04

(4) あと施工せん断補強方法

あと施工によるせん断補強は、図-3に示すようにコンクリート打設14日後、ハンマードリルを用いて直径14mm程度（鉄筋径+4mm）で引張鉄筋位置まで削孔した。異形鉄筋は、先端斜め45°カットを施し、回転打撃により定着させた。また、鉄筋挿入側端部はねじ加工し、定着板を介してナットで締付け定着した。あと施工によるせん断補強供試体は、ドリルの削孔によるコンクリートの剥落を防止するため、せん断補強筋の中心被り105mmの位置に2列配置した。

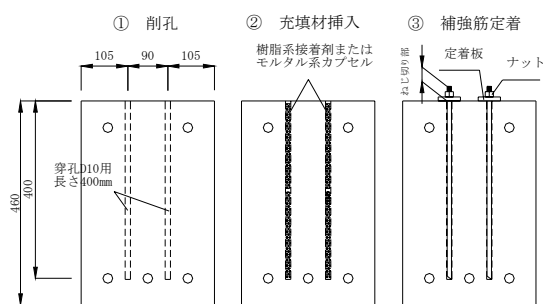


図-3 あと施工によるせん断補強方法

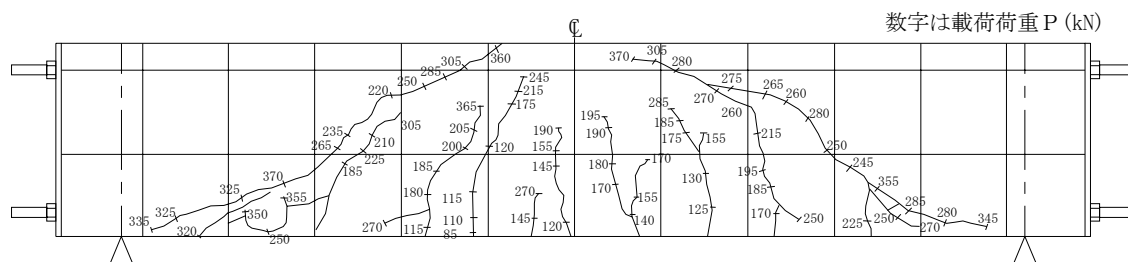


図-4 ひび割れ進展状況 (例：供試体 No. 4)

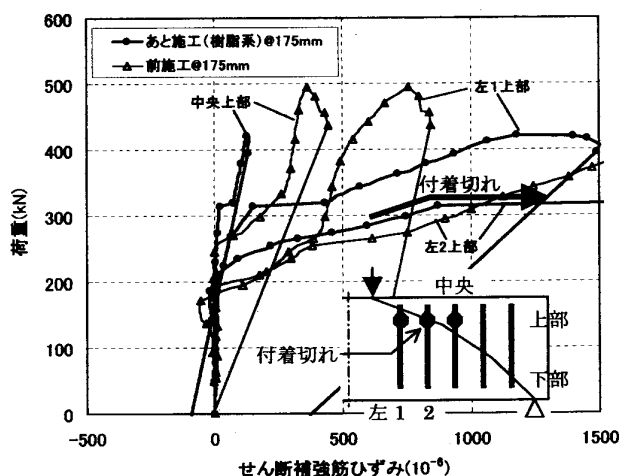


図-5 荷重とせん断補強筋ひずみ分布

3. 実験結果

(1) せん断破壊状況

実験結果の一例としてNo. 4供試体のひび割れの進展状況を図-4に示す。載荷開始後83kNで供試体下部（載荷点直下付近）に曲げによる初期ひび割れが発生した。その後荷重の増加に伴ってひび割れが上部に進展し、載荷200kN前後で上部への進展がみられなくなった。その後、載荷点と支点を通るライン上中央部に斜めひび割れが発生し、載荷点方向および支点方向にクラックが進展していった。破壊直前では急激にひび割れ幅が大きくなり最大荷重に至った。供試体の破壊状況はせん断破壊を示しており、斜め引張破壊であることが判断できた。

図-5にあと施工供試体と前施工供試体のせん断補強筋ひずみを比較したものを示す。あと施工供試体のせん断補強筋のひずみについては、載荷約200kN付近で引張力が発生し始め、左1上部と左2上部が急激に増加した。その後、載荷約315kN時に異音とともに供試体に変形した。これはせん断補強筋(左上部2)のコンクリートとの付着が切れたことによるものと思われる。その後、他のせん断補強筋がせん断力により発生する引張力を分担する形となり、ひずみが大きく増加している傾向が読み取れる。以上のことから、せん断補強筋と供試体は、充填材によって十分付着が確保されて

一体となっており、せん断補強筋とコンクリートの付着が切れるまでせん断補強筋が引張力に対して十分抵抗していることがわかる。前施工供試体のせん断補強鉄筋ひずみについても載荷約200kN以降急激に増加する傾向が見られ、あと施工供試体とほぼ同様の傾向を示している。

(2) せん断耐力の比較

本実験で得られた各供試体のせん断耐力および岡村式³⁾により算定した設計値を比較したものを表-3に示す。実験での供試体の破壊形状は、各供試体とも斜め引張破壊であった。表-3より、実験から得られたせん断耐力と設計値とを比較すると、実験値／設計値の割合は0.93～1.12であり、実験値と設計値はほぼ同等の値を示した。

また、表-3より、せん断補強無しのNo. 3供試体のせん断耐力235kNに対し、あと施工せん断補強供試体No. 4～No. 9のせん断耐力は335kN～469kNとなり、せん断補強無しの場合のせん断耐力を1.4～2.0倍程度上回る結果となった。

本実験で最も重要となるのは、従来のスターラップによる前施工せん断補強供試体のせん断耐力と、あと施工せん断補強の耐力との比較である。前施工とあと施工との最も大きな条件の違いは定着方法である。前施工の場合、せん断補強筋はフックにより定着させているのに対し、あと施工のせん断補強の場合は、直筋の定着効果に依存している。したがって、引張に対する抵抗は、鉄筋および充填材とコンクリートの付着のみであり、付着が切れれば、せん断力に対するダウエル効果のみとなり、せん断補強の有効性は小さくなると考えられる。

しかしながら今回の実験では、前施工せん断補強のせん断耐力と、あと施工せん断補強のせん断耐力については、表-3より、前施工せん断補強供試体No. 10, No. 11, No. 12（それぞれ補強ピッチ@175mm, @200mm, @300mm）のせん断耐力が495kN, 421kN, 353kNであるのに対し、あと施工の場合はそれぞれ421~469kN, 444~451kN, 335~353kNであり、有効率（あと施工/前施工）は0.85~1.07を示し、大きな差はない結果となった。

表-3 セン断耐力の比較

試験 No.	せん断 補強方法	せん断 補強 ピッチ (mm)	せん断耐力 設計値 (k N) (岡村式)	実験による せん断耐力 (k N)	有効率 = $\frac{\text{あと施工}}{\text{まえ施工}}$	設計値との 比較 $\frac{\text{実験値}}{\text{設計値}}$	破壊性状
No.3	補強無し	—	246	235	—	0.96	斜め引張破壊
No.4	あと施工 樹脂系	175	441	421	0.85	0.95	斜め引張破壊
No.5		200	418	451	1.07	1.08	斜め引張破壊
No.6		300	362	353	1.00	0.98	斜め引張破壊
No.7		175	441	469	0.95	1.06	斜め引張破壊
No.8	あと施工 モルタル系	200	418	444	1.05	1.06	斜め引張破壊
No.9		300	362	335	0.95	0.93	斜め引張破壊
No.10	前施工	175	441	495	—	1.12	斜め引張破壊
No.11		200	418	421	—	1.01	斜め引張破壊
No.12		300	362	353	—	0.98	斜め引張破壊

た。したがって、本実験の結果、あと施工でのせん断補強によるせん断効果の増加は、前施工によるせん断補強の場合と同等であることを確認するに至った。

4. 設計への反映

実験結果では、あと施工せん断補強でも前施工せん断補強と同等のせん断耐力が得られたが、実際の既存構造物に対する補強工法とした場合、既存鉄筋間隔のばらつき、仮設材の存在等、施工による不具合や予期せぬ障害などが十分に考えられる。したがって、今回のあと施工によるせん断補強によるせん断耐力を算定する場合、安全係数の設定が重要となる。

「各種合成構造設計指針・同解説 日本建築学会」⁴⁾によると、前施工アンカーの短期引張耐力を算出する場合には、理論値に対する引張試験結果での下限値の割合を、安全係数として乗じている。また、あと施工

アンカー（機械式アンカーボルト）に関しては、上向きの削孔、足場の不安定などによる施工上の誤差要因を考慮し、さらに0.75の施工係数（経験値）を乗じて設計を行っている例がある。

今回のせん断補強における施工上の各種要因のうち、定量的に評価できるものについては事前の照査・検討を行うことにより施工時の許容値に反映させる必要性があった。施工上予想される不具合は、補強筋の配置と充填材の接着効果に大別される。補強筋の配置に影響を及ぼす要因として、削孔角度、補強筋のピッチおよび補強材同士の最小間隔がある。その内、削孔角度誤差についてはせん断耐力式によって照査することができる。表-4および表-5に削孔角度誤差に関する施工不具合を考慮したせん断耐力照査結果を示す。表-4の照査Ⅰが示すことは、せん断補強筋の全本数について削孔角度が25° 傾斜していても、0.75の施工係数を乗じたものと同等以上の補強効果が得られるということ

表-4 施工不具合を考慮したせん断耐力照査Ⅰ（ストラット付U型擁壁部）

	削孔全てに角度（危険側への角度）誤差が生じた場合						0.75の施工係数を乗じた場合 （補強の25%が施工不具合を想定）
	0°	5°	10°	15°	20°	25°	
せん断耐力 Syd (kN)	836	798	757	714	669	621	590
設計せん断耐力 Sd (kN)	577						
せん断耐力照査 $\gamma_i \cdot Sd / Syd$	0.69	0.72	0.76	0.81	0.86	0.93	0.98

表-5 施工不具合を考慮したせん断耐力照査Ⅱ（ストラット付U型擁壁部）

	施工不具合25%で、その他の鉄筋に角度（危険側への角度）誤差が生じた場合					
	0.0°	0.5°	1.0°	1.5°	2.0°	2.5°
せん断耐力 Syd (kN)	590	588	585	582	580	577
設計せん断耐力 Sd (kN)	577					
せん断耐力照査 $\gamma_i \cdot Sd / Syd$	0.978	0.981	0.986	0.991	0.995	1.000

表-6 設計条件

削孔時（鉄筋）の危険側への角度誤差（ $L=1200 \cdot 2^\circ$ で 42mm）	2° 以内
施工不具合（25%鉄筋がせん断補強として全く働かない場合）による施工係数	0.75
設定有効率（実験による下限値 $0.85 \times$ 施工不具合 0.75）	0.60
使用充填材はコンクリートの付着強度以上とする接着強度	2.8N/mm ² 以上
部材断面有効高さにおける既設構造物最小せん断筋補強間隔	有効高さの 1/2 以下
削孔角度誤差 2°，コンクリートの剥落防止を考慮した削孔中心間の空き	削孔径の 4 倍以上
せん断補強筋の配置	千鳥配置

である。また表-5の照査Ⅱでは、25%のせん断耐力低減を考慮した75%のせん断補強筋についても、削孔角度誤差が2° 以下であれば設計せん断耐力が不足することはないことを示している。これらの結果を、施工上の不具合すなわち削孔角度誤差の許容値に適用すると、2° 以下であれば十分なせん断補強効果を発揮すると考えられ、よってこの値を許容値として今回設定した。

せん断補強筋のピッチについては、「道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編 平成8年12月 日本道路協会」⁵⁾や「平成8年制定 コンクリート標準示方書設計編 土木学会」⁶⁾によれば、せん断補強筋ピッチは部材の有効高さの1/2以下で、かつ300mm以下とされている。しかし、その300mm以下という根拠は、新設構造物を対象とした乾燥収縮等によるひび割れを防ぐためのものである。今回の工事は既設構造物を対象としており、せん断補強筋間隔を300mm以下にする必要はなく、最小せん断補強筋間隔を有効高さの1/2以下となるように設置すればよいと判断した。

鉄筋の最小間隔は、「道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編 平成8年12月 日本道路協会」によると、

新設構造物の場合、設計上の鉄筋の空きは鉄筋直径の1.5倍以上あけることが必要とされている。施工上の観点から、従来のあと施工アンカーは、削孔穴と削孔穴の間隔は、コンクリートの剥落防止を考慮し、経験上削孔径の3倍以上の空きを確保して行っている。今回のせん断補強は既設構造物へのあと施工であることを考慮し、削孔径の4倍以上、かつ $(0.07L + \phi)$ 以上（角度誤差2° を考慮）と設定し削孔を行うことにした。

また、充填材の接着効果については、事前の定量的な評価は難しい。接着強度は、コンクリートの付着強度以上（付着強度：2.8N/mm²）あれば有効であるという観点から、試験施工にて実測値の分析を行い、本施工における許容値および試験頻度の設定をして管理した。以上の事項を考慮し、今回適用した設計条件を表-6に示す。

上記の確認実験、設計条件を考慮してあと施工終局せん断耐力の算定は、「平成 8 年制定 コンクリート標準示方書 設計編 土木学会」をもとに、以下の式を仮定し算定した。

$$\text{せん断耐力 } V_{yd} = 0.6 \times (V_{cd} + V_{sd})$$

表-7 終局せん断耐力照査比較検討表

検討断面	せん断補強前			せん断補強後		
	設計 せん断力 Sd	設計 せん断耐力 Syd	照査	せん断補強	設計 せん断耐力 Syd'	照査
	(kN/m)	(kN/m)	$\gamma_i \cdot Sd / Syd$		(kN/m)	$\gamma_i \cdot Sd / Syd'$
A (U型擁壁)	325	313	1.04	D16@300	436	0.75
B (ストラット付 U型擁壁)	538	498	1.08	D29@600	593	0.91
C (陸上トンネル 1ブロック)	713	704	1.01	D29@500	777	0.92
F (陸上トンネル 2ブロック)	880	721	1.22	D35@600	966	0.91
G (ストラット付 U型擁壁)	577	494	1.17	D29@600	590	0.98

0.6：設定有効率

実験の下限値 0.85 に施工のマイナス要因を考慮した 0.75 の安全率を乗じた値

$$0.85 \times 0.75 = 0.6$$

V_{cd} ：せん断補強筋を用いない棒部材の設計せん断耐力

V_{sd} ：せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力

せん断実験により得られた値を用いたせん断耐力の照査結果を表-7に示す。また、同断面の曲げについては、十分な耐力を有している。

5. 実施工への適用

(1) 工事概要

本工法を適用した構造物は、1980年に開通してから、20年以上経過した東京港第二航路海底トンネルの沈埋トンネル部に隣接した陸上トンネル側壁部および擁壁部である。阪神大震災クラスの大地震、いわゆるレベル2地震動に対する安全性を確保するため、ボックスカルバート側壁部および擁壁について補強工事を行うこととなった。図-6に縦断面図および代表的な断面図を示す。

せん断補強筋工事数量（鉄筋埋込工法）

D16	L=450～825	6,018本
D22	L=600～875	928本
D29	L=875～1280	5,502本
D32	L=950～1050	1,684本
D35	L=950	690本

計 14,822本

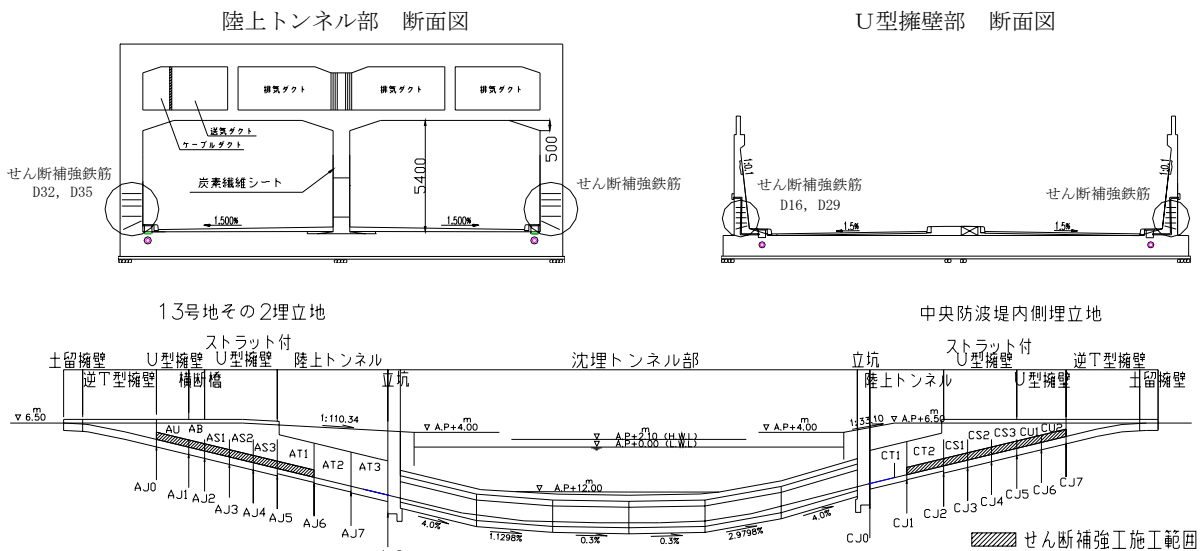


図-6 工事対象箇所断面図

(2) 施工機械の選定

施工機械については、削孔長・削孔径・削孔精度を総合的に勘案し、実証実験を経て削岩機（レッグドリル）を選定した。使用するドリル（ロッド）は1.3～1.5mの削孔に対応したφ26mmとし、ビット径は、鉄筋挿入を考慮して、挿入する鉄筋径より5～8mm大きいものを選定した。削岩機による削孔は、ドリル回転の影響で削孔径がドリル径よりも大きくなってしまふことが考えられた。その場合、アンカー筋径と削孔径の差が大きくなり、引張耐力が小さくなる傾向がある。室内実験結果では、呼び径φ26mmのドリルに対して削孔径は平均29.4mmとなった。引張試験の結果、引張耐力の低減は、ほとんどみられないことを確認している。

施工時には、2方向より定規を添えて初期削孔を行い、途中2～3回確認することで削孔角度誤差2°以内を確保した。

施工状況を写真-2に示す。



写真-2 レッグドリルによる穿孔

表-8 削孔位置変更に関する基準

削孔に支障が発生する状況	対処の方法
地山側（背面側）主筋に当たった場合	削孔を中止し、その長さで鉄筋を挿入してせん断補強とする。 （設計長の 90～95%程度）
上記以外の状況	削孔位置を変更し、再度削孔を行う。 せん断補強筋間隔：部材断面有効高さの 1/2 以下 削孔中心間 空 き：削孔径の 4 倍以上

(3) 既設鉄筋等障害物の回避

コンクリート内部探査機による調査（写真-3）では、主筋以外にも配力筋、段取筋、セパレーター、金属スパーサー、埋設電線管などに反応し正確な位置を把握するには至らなかった。ゆえに、内部探査結果に加えて鉄筋配列の癖を付近の削孔状態から読み取り、パターン化して反映させる手法を取り入れて削孔を行った。



写真-3 内部探査機による調査

(4) 削孔位置変更に関する基準

それでも障害物に当たった場合は、表-8 の基準に従い対処した。せん断補強鉄筋の定着長が短くなれば終局耐力が低下すると考えられたため、定着長が設計長より短い供試体の室内せん断実験も並行して実施した。設計の定着長を確保した室内せん断実験では、あと施工のせん断耐力が前施工のせん断耐力に対して 85%から 107%であるという結果を得ていた（表-3 参照）。これに対し、定着長が設計よりも段階的に 80mm まで短い供試体を用いた室内せん断実験では、あと施工のせん断耐力が前施工のせん断耐力に対して 83%から 118%という結果を得た。このことより、施工時に予測された程度の定着長の減少がせん断耐力に及ぼす影響は、問題にはならない程度であると判断した。また、主筋に当たったと思われたが、削孔位置を変更せず設計の定着長を確保した供試体は、せん断耐力の低下が目立った。無理な削孔による引張主鉄筋の断面欠損が、耐力低下

を誘発するのであれば、むしろ設計定着長を満足しない段階でも削孔を止め、せん断補強を行ったほうが良いと考える。

実施工において、100mm以上削孔をしてから途中で削孔を中止し、削孔位置を変更した箇所数の割合は、鉄筋径により多少のばらつきはあるが、3.5%～4%となった。

削孔径と削孔ピッチの制約は、削孔に大きな影響を及ぼす。今回の施工は、急速施工が要求されたこともあり、設計時から補強筋の径を大きくして補強筋間隔を広げ、施工対象部の削孔本数を極力少なくすることを基本とした。補強筋の径を大きくすると、削孔時に障害物に当たり、再削孔や削孔不能となる箇所数を増加させる原因となる。今後この工法を工事に適用する際には、十分な検討を要する事項の一つであるといえる。

6. おわりに

この「せん断補強鉄筋埋込み工法（あと施工）」は、補強工事が必要とされている構造物の対策工事に有効な補強工法のひとつである。対象となる構造物ごとに発生する技術的課題は様々であるが、設計と施工が一体となって取組んでいくことで解決できるものと考えている。今回の補強効果確認実験は、はり供試体を用いて静的載荷で行ったが、実物大の供試体を用いて動的載荷実験を行い、詳細にその挙動を把握することや靱性率の検証を実施すれば、さらに安全性、経済性が高まると考える。まだ初期段階ではあるとはいえ、今回の実験等で有効性が確認された「あと施工によるせん断補強工法」は、汎用工法として確立されていくことであろう。

尚、本論文に用いた室内せん断実験などのデータは、東京都港湾局が東京港第二航路海底トンネル改良工事のため実施した実験等調査によるものである。

参考文献

- 1) 小林 靖典, 小林 亨, 清宮 理：異形鉄筋の埋込みによるあと施工せん断補強効果に関するはりの載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24, No. 2, pp. 1549-1554, 2002
- 2) 清宮理, 山村賢輔：開削トンネル擁壁部の地震時挙動及びせん断補強方法，第11回日本地震工学シンポジウム，2002, 11
- 3) 岡村 甫：コンクリート構造の限界状態設計法，共立出版，pp. 88, 1984.
- 4) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，pp. 204, 1985.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，pp. 170-171, pp. 192-193, 1996.

6) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編，pp. 60-61, pp. 70-71, 1996.

付録

せん断補強工法の比較検討

せん断補強の対策工選定として，以下の方法について効果・経済性等の比較検討を行った．

①構造物へのせん断力を低減する方法

側部や直下部の地盤改良を行うことにより，構造物へのせん断力を低減させる方法

②構造物のせん断耐力を増加させる方法

部材自体に対策を施し，せん断耐力を増加させる方法

表-9に対策工比較検討表を示す．

表-9 対策工比較検討表

	地盤改良による対策工	
	側部固化	側部および直下部固化
概要	深層混合処理による側部固化改良	深層混合処理による側部固化改良および コラムジェットによる直下部固化改良
効果	△	○
施工の可能性	△	△
経済性	× (14)	× (24)
総合評価	×	×
	せん断耐力増加による対策工	
	コンクリートの増打ち工法	せん断補強鉄筋埋込工法
概要	トンネル内部に増打ちする場合， 約1mの増打ち厚が必要	現行基準ではスターラップにフックをつけることを前提としているので，補強効果の確認実験が必要
効果	△	○
施工の可能性	×	△
経済性	-	○ (2)
総合評価	×	○